

TUGAS AKHIR

**PERILAKU STRUKTUR GEDUNG BERTINGKAT YANG
MEMIKUL MASSA TIDAK SERAGAM PERLANTAI
TERHADAP BEBAN GEMPA MENGGUNAKAN SISTEM
RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

Disusun Oleh:

SYARBAINI LUBIS
1307210100



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2017

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Syarbaini Lubis

NPM : 1307210100

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Perilaku Struktur Gedung Bertingkat Yang Memikul Massa Tidak Seragam Perlantai Terhadap Beban Gempa Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Bidang ilmu : Struktur

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, September 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II / Penguji

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Mizanuddin Sitompul, ST, MT

Dosen Pembanding I / Penguji

Dosen Pembanding II / Penguji

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Syarbaini Lubis

Tempat /Tanggal Lahir: Medan / 15 Oktober 1995

NPM : 1307210100

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

“Perilaku Struktur Gedung Bertingkat Yang Memikul Massa Tidak Seragam Perlantai Terhadap Beban Gempa Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)”,

bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/kesarjanaan saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, September 2017

Saya yang menyatakan,



Syarbaini Lubis

ABSTRAK

PERILAKU STRUKTUR GEDUNG BERTINGKAT YANG MEMIKUL MASSA TIDAK SERAGAM PERLANTAI TERHADAP BEBAN GEMPA MENGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) (STUDI LITERATUR)

Syarbaini Lubis

1307210100

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Mizanuddin Sitompul, ST, MT

Indonesia merupakan daerah rawan gempa, oleh karena itu untuk mengurangi risiko bencana yang terjadi diperlukan konstruksi bangunan yang tahan terhadap gempa. Struktur yang paling umum digunakan untuk menahan gaya lateral adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Struktur gedung bertingkat dirancang menggunakan material baja, seperti halnya diketahui struktur baja memiliki sifat yang daktail yang kuat serta mampu menyerap energi gempa dengan baik. Pada umumnya, struktur gedung bertingkat hanya didesain dengan massa seragam perlantai. Hal ini bertentangan dengan kenyataan yang sebenarnya bahwa struktur bangunan bertingkat didesain dengan massa tidak seragam perlantai sebagaimana fungsi bangunan tersebut. Dalam penelitian terdapat 2 model yaitu struktur gedung bertingkat yang memiliki massa seragam perlantai (Model 1) dan struktur gedung bertingkat massa tidak seragam perlantai (Model 2) dengan mereduksi nilai beban hidup merata berdasarkan SNI 1727:2013. Analisis dilakukan dengan analisis respons spektrum terhadap setiap model untuk mempelajari perpindahan, *drift ratio*, gaya geser dasar, perioda getar struktur dan kekakuan yang berdasarkan SNI 1726:2012. Hasil menunjukkan bahwa Model 2 memiliki nilai perpindahan, *drift ratio*, gaya geser dasar, perioda getar struktur dan kekakuan lebih besar dari Model 1. Hal ini dipengaruhi oleh beban hidup tidak seragam perlantai sesuai dengan fungsi ruang pada Model 2. Dengan selisih persentase berat struktur antara Model 1 dan 2 adalah sebesar 17,289%.

Kata kunci: SRPMK, reduksi beban hidup, massa seragam, massa tidak seragam.

ABSTRACT

THE BEHAVIOR OF THE STRUCTURE MULTI-STOREY BUILDING THAT CARRY THE NON-UNIFORM MASS IN ITS EVERY FLOOR TO EARTHQUAKE LOAD USING SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM (SMRFS) (LITERATURE STUDY)

Syarbaini Lubis

1307210100

Tondi Amirnya Putera, ST, MT

Mizanuddin Sitompul, ST, MT

Indonesia is an disturbed are of earthquake, therefore to decrease the risk of the natural disaster, it needs a construction of building which is endured toward earthquake. The very common structure used to restrain lateral force is Special Moment Resisting Frames System. The structure of multi-storey building is designed using the material of steel, as it is known that the structure of steel has characteristics which are strong and able to reserve the earthquake energy well. In general, the structure of multi-storey building is only designed by the uniform mass in its floor. It is incompatible with the real fact which is the plan of multi-storey building designed by non-uniform mass in its every floor as the function of building. There are two models in this study which are the structure of building with the uniform mass in every floor (Model 1) and the structure of building with the non-uniform mass in every floor (Model 2) by reducing the life load evenly based on SNI 1727:2013. The analysis was done by spectrum response analysis in every model to learn about the displacement, drift ratio, base shear, period of vibration structure and the stiffness which is bigger than Model 1. It is caused by the non-uniform live load in every floor which suitable with Model 2. The difference percentage of structure weight between Model 1 and 2 is 17,289%.

Keywords: SRPMK, the reduction of live load, uniform mass, non-uniform mass.

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Perilaku Struktur Gedung Bertingkat Yang Memikul Massa Tidak Seragam Perlantai Terhadap Beban Gempa Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terimakasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera, ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Mizanuddin Sitompul, ST, MT selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Rahmatullah ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.

7. Orang tua penulis: Abdul Gani Lubis, dan Asmarani Simatupang, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Sahabat-sahabat penulis: Indra Bayu Sukma, Muhammad Lutfy Sofyan Lubis, Widianoro, Abdi Gunawan, Mhd Eka Kurniawan, M Hari Setiawan, Dian Ramadhan dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, September 2017

Syarbaini Lubis

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
ABSTRACT	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR NOTASI	xvii
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Ruang Lingkup Pembahasan	2
1.4. Tujuan Penelitian	4
1.5. Manfaat Penelitian	4
1.6. Sistematika Penulisan	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum	6
2.2. Desain Filosofi	6
2.3. Pengetahuan Yang Mendukung Konsep Bangunan Tahan Gempa	7
2.4. Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa	9
2.4.1. Umum	9
2.4.2. Perilaku Sistem Struktur Yang Diharapkan	9
2.4.3. Sistem Portal	10
2.4.3.1. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	10
2.4.3.2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)	12

2.4.3.3. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)	12
2.4.4. Sistem Rangka Batang Silang (<i>Braced Frame Sistem</i>)	12
2.4.4.1. Sistem Rangka Breising Konsentris Khusus	12
2.4.4.2. Sistem Rangka Breising Konsentris Biasa	13
2.4.4.3. Sistem Rangka Breising Eksentris	13
2.4.5. Sistem Lainnya	14
2.4.5.1. <i>Special Truss Moment Frames</i> (STMF)	14
2.4.5.2. <i>Buckling Restrained Braced Frames</i> (BRBF)	14
2.4.5.3. <i>Special Plate Shear Walls</i> (SPSW)	15
2.5. Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	15
2.5.1. Gempa Rencana	15
2.5.2. Peta Wilayah Gempa	16
2.5.3. Arah Pembebanan Gempa	17
2.5.4. Prosedur Analisis	17
2.5.5. Struktur Penahan Gaya Seismik	23
2.5.6. Kekakuan Struktur	24
2.5.7. Spektrum Respons Desain	25
2.5.8. Analisis Gaya Lateral Ekuivalen	29
2.5.8.1. Geser Dasar Seismik	29
2.5.8.2. Periode Alami Struktur	31
2.5.8.3. Distribusi Vertikal Gaya Gempa	33
2.5.8.4. Distribusi Horizontal Gaya Gempa	33
2.5.8.5. Penentuan Simpangan Antar Lantai	33
2.5.8.6. Pengaruh P-Delta	35
2.5.9. Analisis Ragam Spektrum Respons	36
2.5.10. Pembebanan Dan Kombinasi Pembebanan	37
2.6. Ketentuan Seismik Untuk Struktur Baja	47
2.6.1. Konsep	47
2.6.2. Rangka Momen Khusus (<i>Special Moment Frames-SMF</i>)	48
2.6.2.1. Dasar Desain	48

2.6.2.2. Rasio Momen	48
BAB 3 METODE PENELITIAN	
3.1. Metodologi penelitian	50
3.2. Pemodelan Struktur	51
3.2.1. Data Perencanaan Struktur	51
3.2.2. Konfigurasi Bangunan	51
3.2.3. Dimensi Kolom-Balok	53
3.2.4. Pelat	54
3.2.5. Analisis Pembebanan	54
3.2.6. Spektrum Respons Desain Gempa	59
3.2.7. Kombinasi Pembebanan	62
3.2.8. Analisis Respons Spektrum Ragam	63
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN	
4.1. Tinjauan Umum	65
4.2. Hasil Analisis Model 1	65
4.2.1. Analisis Respons Spektrum Ragam	65
4.2.2. Berat Struktur	66
4.2.3. Gaya Geser Dasar Nominal	67
4.2.4. Koreksi Faktor Redundansi	69
4.2.5. Gaya Geser Lantai	70
4.2.6. Simpangan Antar Lantai	71
4.2.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	72
4.2.8. Ketidakberaturan Torsi	73
4.2.9. Ketidakberaturan (Berat) Massa	75
4.2.10. Pengaruh P-Delta	75
4.2.11. Rasio Momen Kolom-Balok	77
4.3. Hasil Analisis Model 2	77
4.3.1. Analisis Respons Spektrum Ragam	77
4.3.2. Berat Struktur	79
4.3.3. Gaya Geser Dasar Nominal	80
4.3.4. Koreksi Faktor Redundansi	81

4.3.5. Gaya Geser Lantai	82
4.3.6. Simpangan Antar Lantai	83
4.3.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	84
4.3.8. Ketidakberaturan Torsi	86
4.3.9. Ketidakberaturan (Berat) Massa	87
4.3.10. Pengaruh P-Delta	88
4.3.11. Rasio Momen Kolom-Balok	89
4.4. Perbandingan Hasil Pemodelan	90
4.4.1. Perbandingan Berat Struktur	90
4.4.2. Perbandingan Simpangan Antar Lantai	90
4.4.3. Perbandingan Gaya Geser Lantai	95
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1. Keimpulan	98
5.2. Saran	100
DAFTAR PUSTAKA	101
LAMPIRAN	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Ketidakteraturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	18
Tabel 2.2	Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	19
Tabel 2.3	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	21
Tabel 2.4	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012	21
Tabel 2.5	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012	21
Tabel 2.6	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012	22
Tabel 2.7	Prosedur Analisis yang boleh digunakan berdasarkan SNI 1726:2012	22
Tabel 2.8	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa berdasarkan SNI 1726:2012	24
Tabel 2.9	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	26
Tabel 2.10	Koefisien situs, (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012	27
Tabel 2.11	Koefisien situs, (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012	27
Tabel 2.12	Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012	32
Tabel 2.13	Koefisien untuk batas atas periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	32
Tabel 2.14	Simpangan antar lantai izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.15	Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum	39
Tabel 2.16	Faktor elemen beban hidup, K_{LL}	43
Tabel 2.17	Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	46
Tabel 2.18	Bagian yang leleh (sendi plastis) pada setiap sistem struktur	47

Tabel 3.1	Konfigurasi dan dimensi kolom-balok	53
Tabel 3.2	Berat sendiri bangunan dan komponen gedung	55
Tabel 3.3	Beban tangga akibat reaksi perletakkan di balok lintel dan balok induk	55
Tabel 3.4	Nilai faktor reduksi beban hidup per lantai Model 1	58
Tabel 3.5	Nilai faktor reduksi beban hidup per lantai Model 2	58
Tabel 3.6	Beban notional terhadap arah x dan y pada Model 1	58
Tabel 3.7	Beban notional terhadap arah x dan y pada Model 2	59
Tabel 3.8	Respons spektrum desain gempa Padang dengan kondisi tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012	60
Tabel 3.9	Kombinasi pembebanan untuk $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,807$ berdasarkan SNI 1726:2012 dan SNI 1727:2013	62
Tabel 4.1	Data hasil analisis ragam getar <i>output</i> program analisis struktur	65
Tabel 4.2	Data hasil selisih persentase anaisa ragam getar	66
Tabel 4.3	Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan	67
Tabel 4.4	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivelen	68
Tabel 4.5	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum <i>output</i> program analisis struktur	68
Tabel 4.6	Perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik serta faktor skala	69
Tabel 4.7	Koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> redundansi (ρ) = 1,0	69
Tabel 4.8	Nilai gaya geser pada setiap lantai	70
Tabel 4.9	Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012	71
Tabel 4.10	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x	72
Tabel 4.11	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y	73
Tabel 4.12	Ketidakteraturan torsi biasa dan torsi berlebih akibat gempa arah x	74
Tabel 4.13	Ketidakteraturan torsi biasa dan torsi berlebih akibat gempa arah y	74
Tabel 4.14	Ketidakteraturan berat (massa)	75

Tabel 4.15	Perhitungan P-Delta pada arah x berdasarkan SNI 1726:2012	76
Tabel 4.16	Perhitungan P-Delta pada arah y berdasarkan SNI 1726:2012	76
Tabel 4.17	Rasio momen kolom-balok untuk Model 1	77
Tabel 4.18	Data hasil analisis ragam getar <i>output</i> program analisis struktur	78
Tabel 4.19	Data hasil selisih persentase analisis ragam getar	78
Tabel 4.20	Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan	79
Tabel 4.21	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivelen	80
Tabel 4.22	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum <i>output</i> program analisis struktur	80
Tabel 4.23	Perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik serta faktor skala	81
Tabel 4.24	Koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> redundasi (ρ) = 1,0	82
Tabel 4.25	Nilai gaya geser pada setiap lantai	82
Tabel 4.26	Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012	84
Tabel 4.27	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x	85
Tabel 4.28	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y	85
Tabel 4.29	Ketidakteraturan torsi biasa dan torsi berlebih akibat gempa arah x	86
Tabel 4.30	Ketidakteraturan torsi biasa dan torsi berlebih akibat gempa arah y	86
Tabel 4.31	Ketidakteraturan berat (massa)	87
Tabel 4.32	Perhitungan P-Delta pada arah x berdasarkan SNI 1726:2012	88
Tabel 4.33	Perhitungan P-Delta pada arah y berdasarkan SNI 1726:2012	88
Tabel 4.34	Rasio momen kolom-balok untuk Model 2	89

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Macam-macam respon akibat beban siklik (Pawirodikromo, 2012)	8
Gambar 2.2	Perilaku inelastis sistem portal daktail (Hamburger et.al, 2009)	11
Gambar 2.3	<i>Reduced beam</i> (Hamburger et.al, 2009)	11
Gambar 2.4	<i>Extended end-plate</i> (Hamburger et.al, 2009)	12
Gambar 2.5	Mekanisme inelatis SCBF	12
Gambar 2.6	Berbagai variasi konfigurasi EBF (Sumber A, Whittaker)	13
Gambar 2.7	Perilaku inelastis STMF (Basha and Goel, 1996)	14
Gambar 2.8	Detail dan tampak BRBF (Sabeli and Lopez, 2004)	15
Gambar 2.9	<i>Steel plate shear walls</i> (Seilie and Hooper, 2005)	15
Gambar 2.10	PGA, gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs SB (SNI 1726:2012)	16
Gambar 2.11	Peta respon spectrum percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012)	16
Gambar 2.12	Peta respon spectrum percepatan 1,0 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) (SNI 1726:2012)	17
Gambar 2.13	Spektrum respons desain	28
Gambar 2.14	Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012	34
Gambar 2.15	Kurva histeritik pada rangka momen khusus	48
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	50
Gambar 3.2	Denah struktur dan tinggi lantai Model 1 dan Model 2	52
Gambar 3.3	Prespektif bangunan Model 1 dan Model 2	53
Gambar 3.4	Penampang <i>steel floor deck</i>	54
Gambar 3.5	Denah lift	56
Gambar 3.6	Potongan melintang lift	57

Gambar 3.7	Grafik respon spektrum desain gempa Padang dengan kondisi tanah lunak berdasarkan Sni 1726:2012	62
Gambar 4.1	perbandingan berat struktur pada Model 1 dan 2	90
Gambar 4.2	Perbandingan simpangan maksimum arah x dan y pada gedung dengan massa seragam seragam per lantai (Model 1)	91
Gambar 4.3	Perbandingan nilai rasio simpangan antar lantai maksimum arah x dan y pada gedung dengan massa seragam per lantai (Model 1)	91
Gambar 4.4	Perbandingan simpangan maksimum arah x dan y pada gedung dengan massa tidak seragam seragam per lantai (Model 2)	92
Gambar 4.5	Perbandingan nilai rasio simpangan antar lantai maksimum arah x dan y pada gedung dengan massa tidak seragam per lantai (Model 2)	92
Gambar 4.6	Grafik perbandingan nilai simpangan arah x terhadap ketinggian gedung (Model 1 dan 2)	93
Gambar 4.7	Grafik perbandingan nilai rasio simpangan antar tingkat arah x terhadap ketinggian gedung (Model 1 dan 2)	93
Gambar 4.8	Grafik perbandingan nilai simpangan arah y terhadap ketinggian gedung (Model 1 dan 2)	94
Gambar 4.9	Grafik perbandingan nilai rasio simpangan antar tingkat arah y terhadap ketinggian gedung (Model 1 dan 2)	94
Gambar 4.10	Grafik perbandingan nilai gaya geser dasar pada gedung dengan massa seragam per lantai (Model 1)	95
Gambar 4.11	Grafik perbandingan nilai gaya geser dasar pada gedung dengan massa tidak seragam per lantai (Model 2)	96
Gambar 4.12	Grafik perbandingan nilai gaya geser dasar arah x terhadap ketinggian gedung (Model 1 dan 2)	96
Gambar 4.13	Grafik perbandingan nilai gaya geser dasar arah y terhadap ketinggian gedung (Model 1 dan 2)	97

DAFTAR NOTASI

A_g	=	Luas penampang bruto kolom, in ² (mm ²)
A_T	=	Luas tributari
C_d	=	Faktor kuat lebih sistem
C_{vx}	=	Faktor distribusi vertikal
C_s	=	Koefisien respon seismik yang ditentukan
DL	=	Beban mati, termasuk SIDL
E	=	Modulus elastisitas
E_h		Pengaruh beban seismik horizontal
E_v		Pengaruh beban seismik vertikal
E_x	=	Beban gempa arah x
E_y	=	Beban gempa arah y
f	=	Frekuensi Struktur
F_{yc}	=	tegangan leleh kolom minimum yang disyaratkan , ksi (Mpa)
F_{yb}		tegangan leleh balok minimum yang disyaratkan , ksi (Mpa)
F_a	=	Koefisien perioda pendek
F_v	=	Koefisien perioda 1,0 detik
F_{PGA}	=	Nilai koefisien situs untuk PGA
h_n	=	Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)
I_e	=	Faktor keutamaan gempa
ω	=	Kecepatan sudut
k	=	Kekakuan struktur
K_{LL}	=	Faktor elemen beban hidup
LL	=	Beban hidup
L	=	Beban hidup desain tereduksi
L_0		Beban hidup desain tanpa reduksi
M_{pc}^*	=	Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur nominal kolom (termasuk voute bila digunakan) di atas dan di bawah joint pada garis sumbu balok dengan reduksi untuk gaya aksial dalam kolom

M_{pb}^*	=	Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur ekspektasi dari balok pada lokasi sendi platis pada sumbu kolom
M_{av}	=	momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DKI, kip-in. (N-mm)
M_{uv}	=	momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DFBK, kip-in. (N-mm)
P_{ac}	=	kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DKI termasuk beban seismik teramplifikasi, kips (N)
PGA	=	Nilai PGA dibatuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012
PGA_M	=	Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs
P_{uc}	=	kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DFBK termasuk beban seismik teramplifikasi, kips (N)
Q_E	=	Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain
R	=	Faktor koefisien modifikasi respon
S_S	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_I	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_{DS}	=	Respon spektrum percepatan respon desain untuk perioda pendek
S_{DI}	=	Respon spektrum percepatan desain untuk perioda 1,0 detik
S_{MS}	=	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{MI}	=	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
T	=	Perioda getar fundamental struktur
$T_{a\ minimum}$	=	Nilai batas bawah perioda bangunan

$T_{a \text{ maksimum}}$	=	Nilai batas atas perioda bangunan
V_t	=	Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan
V_l	=	Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen
w_i	=	Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat- i
W_t	=	Berat total gedung
Z_c	=	modulus panampang plastis kolom, mm^3
Z_b	=	modulus panampang plastis balok, mm^3
δ_x	=	Defleksi pusat massa ditingkat x
δ_{xe}	=	Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis
Ω_0	=	Faktor pembesaran defleksi
Δ	=	Simpangan antar lantai tingkat desain
Δ_a	=	Simpangan antar lantai yang diijinkan
ρ	=	Faktor redudansi

DAFTAR SINGKATAN

BRBF	= <i>Buckling Restrained Braced Frames</i>
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
EBF	= <i>Eccentrically Braced Frames</i>
PEER	= <i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
PPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung
SCBF	= <i>Special Concentrically Braced Frames</i>
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRPMM	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRPMB	= Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>
SPSW	= <i>Steel Plate Shear Walls</i>
STMF	= <i>Special Truss Moment Frame</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Menurut Dewobroto (2016), sebelum membahas bangunan tinggi, ada baiknya memperhatikan musibah gempa yang pernah terjadi, yaitu pada 26 Desember 2004 di Aceh, 9,3 Skala Richter (SR) dengan tsunami, pada 27 Mei 2006 di Yogyakarta, 5,9 SR dan 30 September 2009 di Padang 7,6 SR. Itu catatan kejadian dalam negeri, adapun di luar negeri yaitu pada 15 Agustus 2007 di Peru, lalu 22 Februari 2011 di Christchurch, Selandia Baru, 6,5 SR dan tidak lama kemudian 11 Maret 2011 di Jepang, 8,9 SR dengan tsunaminya yang dahsyat.

Seiring berkembang ilmu pengetahuan dan teknologi serta perekonomian Indonesia yang semakin membaik, kebutuhan akan pembangunan konstruksi (infranstruktur) terus berkembang. Salah satu pembangunan konstruksi yang dilakukan adalah pembangunan gedung bertingkat dengan kisaran 10-50 lantai, bahkan sampai di atas 100 lantai. Berbagai inovasi yang dilakukan dalam mendesain konstruksi gedung bertingkat yaitu membuat variasi bentuk geometrik struktur bangunan maupun variasi fungsi ruang di setiap lantainya.

Para *engineer* hanya mendesain suatu struktur gedung bertingkat dengan massa yang seragam saja sebagaimana fungsi dan jenis pemanfaatan dari bangunan bertingkat tersebut. Namun pada kenyataannya, struktur gedung bertingkat didesain dengan memiliki massa yang tidak seragam pada setiap lantainya sesuai dengan fungsi ruangan sebagaimana jenis pemanfaatan dari bangunan bertingkat tersebut. Struktur gedung bertingkat yang didesain dengan massa seragam perlantai dengan massa tidak seragam perlantai sesuai dengan fungsi ruang dari bangunan tersebut, kemungkinan memiliki perilaku struktur yang berbeda dan memiliki deformasi antar lantai yang relatif besar dikarenakan oleh massa yang tidak seragam.

Indonesia merupakan daerah rawan gempa, maka dari itu untuk mengurangi resiko bencana yang terjadi diperlukan konstruksi bangunan yang tahan terhadap gempa. Sehingga dalam dekade terakhir telah banyak dilakukan penelitian untuk mendapatkan sistem struktur dengan respon yang paling baik terhadap gempa.

Bangunan pada daerah rawan gempa harus direncanakan mampu bertahan terhadap gempa. Pada umumnya bangunan yang ada di Indonesia telah dibangun dengan acuan pedoman SNI 1726-1989-F dan SNI 03-1726-2002, seiring dengan berkembangnya pengetahuan maka telah lahir peraturan baru SNI 1726:2012.

Struktur yang paling umum untuk menahan gaya lateral adalah Sistem Rangka Pemikul Momen. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus ini adalah jenis struktur rangka yang didesain untuk bekerja secara inelastis penuh. Oleh karena itu bagian yang akan mengalami sendi-plastis perlu disiapkan secara khusus. Sistem ini cocok dipakai untuk perencanaan gedung tinggi yang masih memungkinkan dengan sistem portal. Umumnya ketinggian bangunan akan dibatasi oleh persyaratan deformasi lateral. Hal ini penting, struktur rangka harus didesain berperilaku *strong-column-weak-beam* untuk memastikan bahwa sendi plastis terlebih dahulu terjadi pada balok.

Pada tugas akhir ini penulis memilih struktur bangunan yang akan direncanakan menggunakan material baja. Selain baja memiliki sifat yang daktail yang kuat, bangunan yang terbuat dari material baja juga memiliki berat struktur yang ringan. Oleh sebab itu, penulis akan mencoba membandingkan hasil desain Struktur Baja Rangka Pemikul Khusus terhadap perilaku struktur gedung bertingkat yang memiliki massa seragam perlantai dengan struktur gedung bertingkat yang memiliki massa tidak seragam perlantai sesuai dengan fungsi ruang terhadap beban gempa. Hasil analisis perbandingan desain SRPMK yang memiliki massa seragam dan tidak seragam perlantai ini diharapkan dapat bermanfaat untuk pembaca maupun penulis terkhusus dalam bidang teknik sipil.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas dapat ditarik permasalahan yang akan dibahas yaitu seberapa besar tingkat kekuatan atau kinerja struktur apabila struktur direncanakan menggunakan Struktur Baja Rangka Pemikul Khusus terhadap perilaku struktur gedung bertingkat yang memiliki massa seragam dan tidak seragam perlantai terhadap beban gempa pada bangunan 10 lantai di kota Padang berdasarkan SNI 1726:2012.

1.3. Ruang Lingkup Pembahasan

Agar pembahasan penulisan tugas akhir ini tidak meluas maka penulis membatasi ruang lingkup pembahasan yang akan di bahas dalam penelitian ini:

1. Sistem struktur yang direncanakan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan jumlah 10 lantai.
2. Luas gedung yang ditinjau untuk bangunan perkantoran adalah 900 m². Tinggi tingkat pertama adalah 5 m dan tinggi tingkat selanjutnya adalah 4 m maka tinggi bangunan keseluruhan adalah 41 m.
3. Bangunan gedung diasumsikan sebagai bangunan perkantoran di kota Padang.
4. Bangunan gedung diasumsikan berada pada tanah lunak.
5. Struktur gedung yang direncanakan menggunakan material baja.
6. Penelitian tidak memperhitungkan struktur bawah.
7. Penelitian tidak memperhitungkan desain sambungan pada *beam column joint*.
8. Modelisasi dan analisis menggunakan software ETABS v.15.
9. Struktur baja didesain menggunakan prosedur desain *response spectrum analysis* (RSA).
10. Metode yang digunakan dalam analisis adalah metode DFBK (Desain Faktor Beban dan Ketahanan).
11. Perbandingan berat (massa) yang digunakan adalah beban hidup seragam perlantai dan beban hidup tidak seragam perlantai sesuai dengan fungsi ruang gedung bertingkat tanpa mengubah jenis pemanfaatan bangunan.
12. Peraturan yang digunakan yaitu :
 - Pembebanan struktur berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung (1987).
 - SNI 1727:2013 : Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
 - SNI 1729:2015 : Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.
 - SNI 1726:2012 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung.
 - SNI 7860:2015 : Ketentuan Seismik untuk Struktur Baja Bangunan Gedung.

1.4. Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penulisan tugas akhir ini adalah untuk menganalisis dan membandingkan hasil desain Struktur Baja Rangka Pemikul Khusus terhadap perilaku struktur gedung bertingkat yang memiliki massa tidak seragam per lantai terhadap beban gempa yang berdasarkan analisis spektrum respons ragam yang berupa *Displacement*, *Drift Ratio*, *Base Shear*, perioda struktur dan kekakuan.

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat yang ingin dicapai dalam penulisan tugas akhir ini adalah untuk mengetahui bagaimana cara merencanakan dan sebagai acuan dalam merencanakan ataupun melaksanakan pembangunan struktur baja gedung bertingkat yang memiliki massa tidak seragam per lantai yang mampu menahan terhadap beban gempa yang cukup baik apabila dilaksanakan pada kondisi tanah lunak.

1.6. Sistematika Penulisan

Skripsi ini terdiri dari lima bab yang direncanakan dan diharapkan dapat menjelaskan perihal topik bahasan, yaitu:

BAB 1 PENDAHULUAN

Bab ini menguraikan mengenai latar belakang masalah, rumusan masalah, ruang lingkup pembahasan, tujuan dilakukannya penulisan, manfaat penulisan dan sistematika penulisan laporan tugas akhir ini.

BAB 2 TINJUAN PUSTAKA

Bab ini menguraikan tentang konsep perencanaan struktur baja tahan gempa, metode analisis yang akan digunakan serta ketentuan-ketentuan dalam desain yang harus dipenuhi sesuai dengan peraturan yang berlaku.

BAB 3 METODE PENELITIAN

Bab ini menguraikan tentang penjelasan mengenai cara memodelkan dan mendesain Struktur Baja Rangka Pemikul Khusus yang memiliki massa tidak seragam per lantai terhadap beban gempa pada program ETABS v.15.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini menguraikan tentang penjelasan mengenai perhitungan, analisis serta hasil perbandingan hasil analisis Struktur Baja Rangka Pemikul Khusus yang memiliki massa tidak seragam perantai untuk bangunan gedung bertingkat sesuai dengan persyaratan bangunan baja tahan gempa.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini menguraikan tentang penjelasan mengenai kesimpulan yang dapat diambil dari hasil analisis yang dilakukan serta saran untuk pengembangan lebih lanjut yang akan datang.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Pendahuluan

Tidak dapat dipungkiri bahwa bencana alam gempa bumi sering terjadi di Indonesia. Gempa-gempa tersebut mulai dari skala richter yang relatif kecil (*small*), sedang (*moderate*), kuat (*strong*) dan gempa besar (*great*). Gempa-gempa kecil umumnya sering terjadi, dapat dirasakan orang secara jelas dan tidak menimbulkan kerusakan (Intensitas gempa $I_{mm} < V$). Gempa sedang umumnya terjadi hanya kadang-kadang, dan gempa ini kemungkinan menimbulkan kerusakan ringan. Gempa kuat umumnya relatif jarang terjadi, tetapi kalau terjadi dapat mengakibatkan kerusakan minor maupun kerusakan major. Gempa Bengkulu (2002) dengan $M_L = 7,2$, gempa Nabire (2004) adalah salah satu contoh gempa kuat yang merusakkan baik struktur maupun non-teknis maupun struktur bangunan teknis. Sedangkan gempa besar adalah gempa yang sangat jarang terjadi, tetapi kalau terjadi tidak ada bangunan yang kuat menahan gaya gempa tersebut. Sebagai contoh adalah gempa Aceh 26 Desember 2004 dengan $M_w = 9,3$ dan gempa Mentawai 18 Maret 2005 dengan $M_w = 8,3$. Telah terbukti pada kedua gempa tersebut bahwa banyak bangunan rusak, roboh/ runtuh walaupun pada jarak yang sudah sangat jauh.

2.2. Desain Filosofi

Pada sisi yang lain juga sudah disampaikan tentang level-level kekuatan gaya gempa (gempa kecil sampai dengan *great earthquake* atau gempa sangat besar), beserta kemungkinan periode ulang/ kejadiannya. Bangunan-bangunan gedung memang mempunyai faktor keutamaan yang bergantung pada penting/ tidaknya suatu bangunan. Bangunan yang sangat penting, diharapkan dapat bertahan/ mempunyai umur yang lebih lama dibanding dengan bangunan biasa.

Dengan banyaknya hal yang dapat berkaitan tersebut maka diantaranya dapat dikelompokkan menurut kekuatan gempa (berkaitan dengan periode ulang dan tingkat pentingnya bangunan) dan performa bangunan dalam rangka melindungi

manusia, tetapi masih memperhitungkan tingkat ekonomisnya pembangunan. Pengelompokan itu dituangkan didalam desain filosofi (*earthquake design philosophy*) suatu bangunan akibat beban gempa. Desain filosofi yang dimaksud adalah sebagai berikut:

1. Pada gempa kecil (*light*, atau *minor earthquake*) yang sering terjadi, maka struktur utama bangunan harus tidak rusak dan berfungsi dengan baik. Kerusakan kecil yang masih dapat ditoleransi pada elemen non-struktur masih dibolehkan.
2. Pada gempa menengah (*moderate earthquake*) yang relatif jarang terjadi, maka struktur utama bangunan boleh rusak/ retak ringan tetapi masih dapat/ ekonomis untuk diperbaiki. Elemen non-struktur dapat saja rusak tetapi masih dapat diganti dengan yang baru.
3. Pada gempa kuat (*strong earthquake*) yang jarang terjadi, maka struktur bangunan boleh rusak tetapi tidak boleh runtuh total (*totally collapse*). Kondisi seperti ini juga diharapkan pada gempa besar (*great earthquake*), yang tujuannya adalah melindungi manusia/ penghuni bangunan secara maksimum.

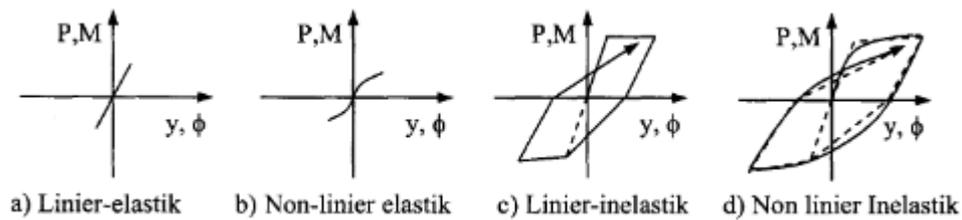
2.3. Pengetahuan Yang Mendukung Konsep Bangunan Tahan Gempa

Desain filosofi seperti yang disampaikan di atas masih sangat deskriptif kualitatif. Untuk dapat mengimplementasikan filosofi tersebut diperlukan banyak komponen-komponen pengetahuan mulai dari beban gempa, analisis struktur, perilaku bahan, perilaku struktur, kategorisasi jenis kerusakan struktur dan konsep bangunan tahan gempa. Oleh karena itu implementasikan atas desain filosofi tersebut diperlukan waktu yang relatif lama, walaupun beberapa pengetahuan telah berkembang sebelumnya.

Perkembangan metode ataupun *software* untuk analisis struktur yang juga sangat mendukung konsep desain bangunan tahan gempa. Konsep-konsep dasar analisis struktur sudah berkembang sejak pengetahuan abad ke-19 misalnya metode *unit load*, *flexibility method*, *stiffness method*, *slope deflection*, sampai abad ke-20. Perkembangan metode analisis terus berkembang misalnya metode Muto (1993), metode distribusi/ *cross method* (1939), metode kani (1949) dan metode takabeya

(1965). Untuk analisis yang rumit maka berkembanglah metode matriks yang operasionalisasinya memerlukan alat penghitung yaitu komputer.

Menurut Pawirodikromo (2012), Riset tentang perilaku bahan, elemen struktur maupun struktur juga yang mendukung pengembangan konsep bangunan tahan gempa. Perilaku bahan akibat beban dapat berupa linier dan non-linier, sedangkan intensitas beban dapat mengakibatkan respons elastik maupun inelastik. Dengan demikian, akan terdapat 4 kombinasi yaitu seperti yang tampak pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1: Macam-macam respon akibat beban siklik (Pawirodikromo, 2012).

1. Linier elastik

Adalah suatu respons bahan/ elemen struktur yang mana hubungan antara beban-simpangan bersifat lurus, proporsional/ linier dan apabila beban dihilangkan maka deformasi bahan akan sama dengan nol (kembali ke posisi semula). Bahan metal khususnya baja mempunyai sifat/ respons linier apabila intensitas bebannya masih kecil.

2. Non-linier elastik

Adalah apabila hubungan antara beban-simpangan dari awal sudah tidak lurus/ linier tetapi non-linier walaupun intensitas bebannya masih relatif kecil. Apabila beban ditiadakan maka deformasi bahan akan sama dengan nol (kembali ke posisi semula, tidak ada deformasi permanen). Tanah dan beton pada umumnya mempunyai sifat non-linier sejak intensitas beban masih kecil.

3. Linier inelastik

Adalah suatu kondisi yang mana intensitas beban sudah besar, tegangan yang terjadi sudah tidak lagi tegangan elastik tetapi sudah inelastik. Apabila beban ditiadakan maka benda tidak dapat lagi kembali ke posisi semula tetapi kembali secara linier/ lurus ditempat yang lain (ada deformasi permanen). Walaupun

beban sudah besar tetapi perilaku bahan dimodel secara linier. Struktur beton yang dibebani dengan beban siklik dengan intensitas yang besar pada hakekatnya akan berperilaku non-linier inelastik, tetapi pada umumnya dimodel sebagai linier-inelastik.

4. Non-linier inelastik

Adalah suatu kondisi pembebanan siklik yang intensitasnya besar yang diterapkan pada struktur tanah maupun beton. Hubungan antara beban dan deformasi tidak lagi bersifat lurus/ linier dan apabila beban siklik ditiadakan maka akan terdapat deformasi permanen.

2.4. Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa

2.4.1. Umum

Gempa pasti akan terjadi, hanya waktunya yang belum dapat dipastikan. Sebagai profesional yang bertanggung jawab pada perencanaan bangunan yang kuat, kaku dan aman, maka mempelajari strategi perencanaan struktur tahan gempa adalah kewajiban. Baja secara alami mempunyai rasio kuat dibanding berat-volume yang tinggi, sehingga dapat dihasilkan bangunan yang relatif ringan. Selain material baja itu sendiri yang berkekuatan tinggi, relatif kaku dan daktail.

Keunggulan lain konstruksi baja adalah adalah mutunya relatif seragam dikarenakan produk pabrik yang terkontrol. Karena itu pula ukuran dan bentuknya juga tertentu, terpisah dan baru bisa disatukan di lapangan. Pada satu sisi, konsep seperti itu suatu kelemahan atau sulit untuk dihasilkan konstruksi monolit, perlu detail sambungan yang baik. Tapi jika dapat antisipasi ternyata dapat dibuat suatu detail sedemikian rupa sehingga bila terjadi kerusakan (akibat gempa) maka bagian itu saja yang akan diperbaiki.

2.4.2. Perilaku sistem Struktur yang Diharapkan

Untuk pembebanan gravitasi, beban angin dan beban gempa maka diharapkan struktur dapat berperilaku elastis. Tetapi pada gempa besar, yaitu kondisi gempa sedemikian sehingga jika struktur didesain secara elastis akan tidak praktis dan mahal, maka diijinkan mengalami kondisi inelastis.

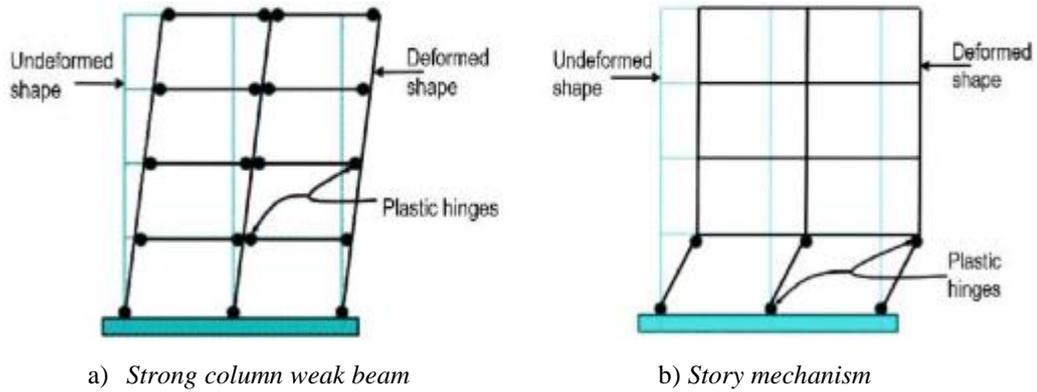
Oleh karena itu, tidak adanya jaminan bahwa gempa yang akan terjadi pasti selalu di bawah gempa rencana yang ditetapkan *code*, maka cara perencanaan struktur tahan gempa adalah didasarkan pada metodologi *capacity design*. Dengan cara tersebut, struktur direncanakan sedemikian sehingga bila terjadi kondisi inelastis, hanya terjadi pada tempat yang ditentukan, yang memang telah terencana. Kondisi inelastis yang terjadi juga terkontrol, sebagai tempat disipasi energi. Sedangkan bagian struktur yang lainnya tetap diusahakan berperilaku elastis, yang cara kerjanya seperti alat sekering (*fuse*) pada peralatan listrik di saat menerima *overload*. Jika rusak, bagian tersebut diperbaiki.

Adanya bagian yang terpisah-pisah, ada yang bekerja elastis dan bagian lain ada yang sampai inelastis, dapat dengan mudah diterapkan pada konstruksi baja, yang memang dari awalnya bersifat modul atau segmen terpisah yang tidak monolit. Coba bandingkan dengan konstruksi beton, yang secara alami bersifat monolit, khususnya untuk beton *cast-in-situ*.

2.4.3. Sistem Portal (*Moment Frame System*)

2.4.3.1. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

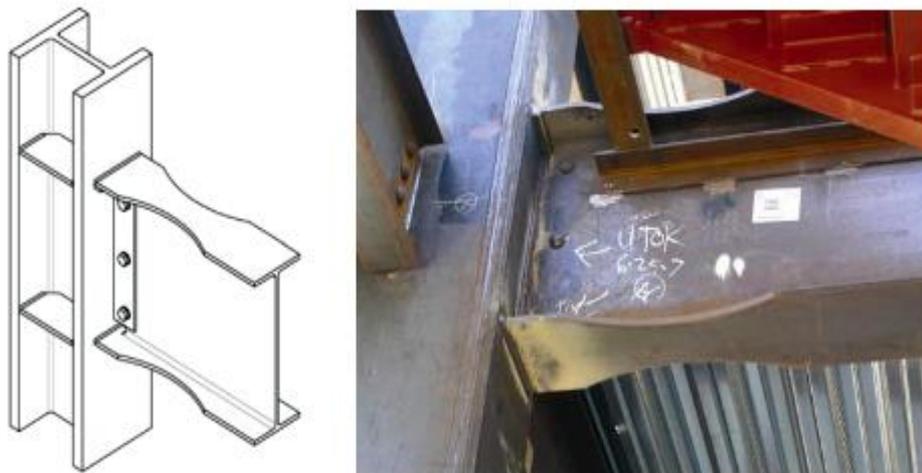
Ini adalah jenis struktur rangka yang didesain untuk bekerja secara inelastis penuh. Oleh karena itu pada bagian yang akan mengalami sendi plastis perlu disiapkan secara khusus. Sistem ini cocok dipakai untuk perencanaan gedung tinggi yang masih memungkinkan dengan sistem portal. Umumnya ketinggian bangunan akan dibatasi oleh persyaratan deformasi lateral. Hal yang penting, struktur rangka harus didesain berperilaku *strong column weak beam* untuk memastikan tidak terjadi sendi plastis di kolom, yang dapat menyebabkan *story mechanism* yaitu seperti yang tampak pada Gambar 2.2.



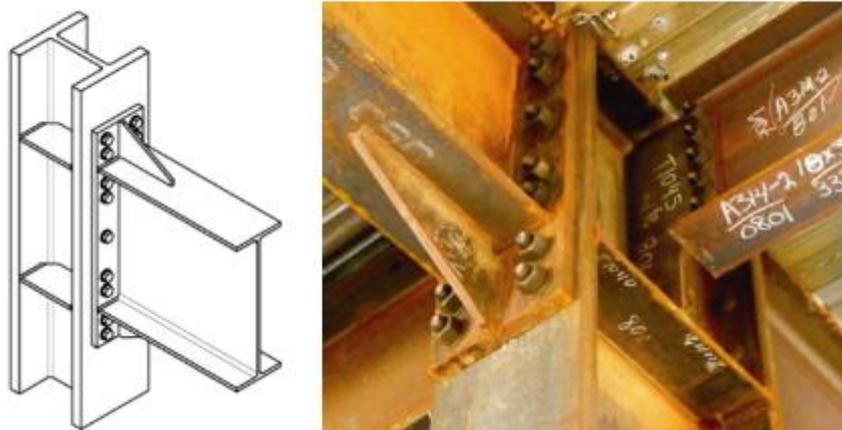
Gambar 2.2: Perilaku inelastis sistem portal daktail (Hamburger dkk., 2009).

Jenis sambungan kolom-balok yang dapat dipakai di rangka SMF harus didukung data empiris hasil uji laboratorium yang membuktikan bahwa jenis sambungan tadi mempunyai kemampuan daktilitas yang cukup, yaitu dapat bertahan sampai perputaran sudut *interstory-drift* minimum sebesar 0,04 radian (AISC 2005a).

Beberapa jenis sambungan yang telah distandardisasi dan terbukti oleh hasil pengujian yang seperti pada Gambar 2.3-2.4.



Gambar 2.3: *Reduced beam* (Hamburger dkk., 2009).



Gambar 2.4: *Extended end-plate* (Hamburger dkk., 2009).

2.4.3.2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Jenis rangka ini mirip SMF, yaitu mampu berperilaku inelastis tetapi terbatas. Cocok dipakai untuk sistem struktur dengan gempa yang relatif sedang, misal bangunan bertingkat rendah. Sistem sambungan kolom-balok mirip SMF hanya saja tingkat daktilitasnya terbatas, yaitu perputaran sudut *interstory-drift* minimum 0,02 radian (*Section 10.2a AISC 2005a*).

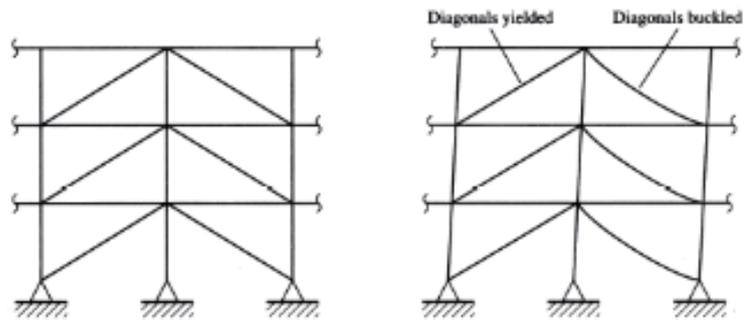
2.4.3.3. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Ini adalah jenis rangka yang digunakan pada kondisi elastis saja. Hanya cocok dipakai pada sistem struktur dengan beban gravitasi yang dominan, misalnya bangunan tidak bertingkat yang memiliki bentang panjang. Sistem sambungan balok-kolom yang digunakan dapat berupa sambungan momen penuh atau *full restrained* (FR), tetapi dapat juga semi *rigid* atau *partially restrained* (PR).

2.4.4. Sistem Rangka Batang Silang (*Braced Frame System*)

2.4.4.1. Sistem Rangka Breising Konsentris Khusus

Rangka yang menganut SCBF dikonfigurasi sedemikian sehingga bracing bekerja sebagai fuse melalui aks leleh tarik atau tekuk tekan batang diagonal ketika terjadi gempa besar. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.5.



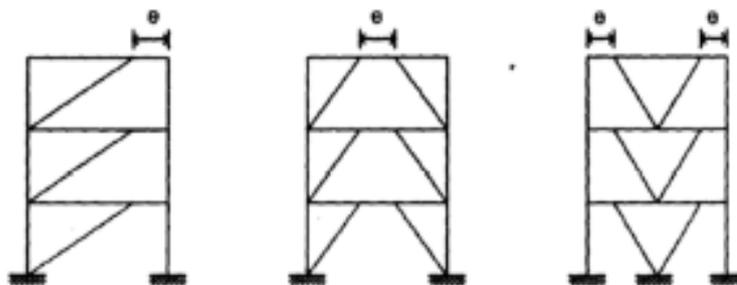
Gambar 2.5: Mekanisme inelastis SCBF.

2.4.4.2. Sistem Rangka Breising Konsentris Biasa

Bekerja seperti sistem SCBF, yaitu mengandalkan perilaku aksial pada elemen-elemen strukturnya. Oleh sebab itu sistem rangka ini relatif kaku, sehingga dapat dianggap sebagai rangka tidak bergoyang. Meskipun demikian, sistem ini hanya andal jika berperilaku elastik saat gempa besar, sehingga hanya cocok (ekonomis) jika digunakan pada struktur yang didominasi beban gravitasi atau minimal beban-beban rencana yang sudah pasti keberadaannya.

2.4.4.3. Sistem Rangka Breising Eksentris

Cara kerja rangka jenis EBF (*Eccentrically Braced Framed*) mirip dengan SCBF (*Special Concentrically Braced Frames*) hanya saja *fuse* atau link diharapkan bekerja secara inelastik memanfaatkan adanya leleh lentur atau kombinasi keduanya. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.6.



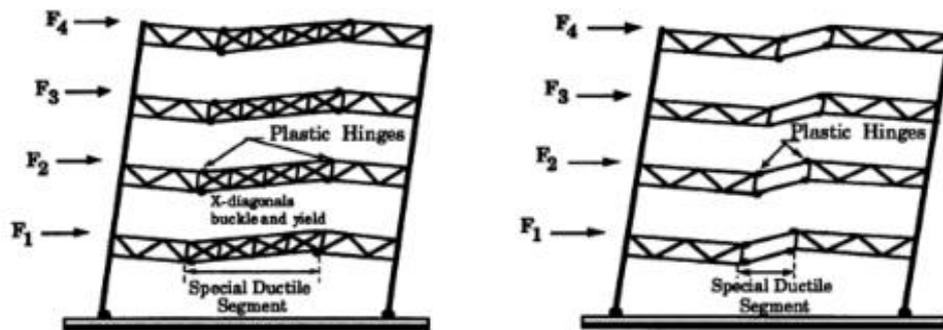
Gambar 2.6: Berbagai variasi konfigurasi EBF.

Dari ketiga konfigurasi rangka sistem EBF di atas, maka jenis *split-K-braced* merupakan konfigurasi EBF yang terbaik karena momen terbesar yang menyebabkan kondisi plastis tidak terjadi di dekat kolom. Jadi dipastikan tidak akan terjadi kegagalan kolom akibat kondisi inelastis yang terjadi.

2.4.5. Sistem Lainnya

2.4.5.1. *Special Truss Moment Frames (STMF)*

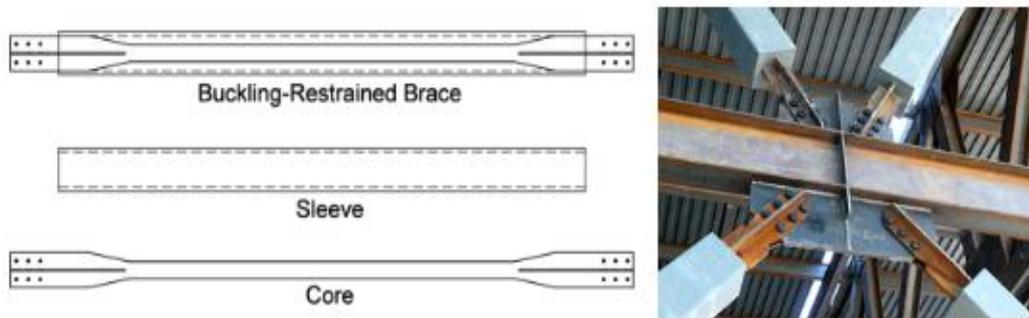
STMF (*Special Truss Moment Frames*) adalah struktur rangka biasa seperti truss (rangka batang) atau bentuk *Vierendeel* elemen horizontalnya. Elemen di bagian horizontal didesain agar berperilaku inelastis saat gempa besar. Kondisi inelastis yang terjadi akan bekerja sebagai *fuse* (tempat terjadinya disipasi energi). Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7: Perilaku inelastis STMF (Basha dan Goel, 1996).

2.4.5.2. *Buckling Restrained Braced Frames (BRBF)*

BRBF termasuk *Centrally Braced Frames* tetapi batang diagonalnya diganti elemen khusus, yang mampu berperilaku inelastis baik terhadap tarik maupun tekan. Untuk mengantisipasi tekuk maka elemen khusus tersebut terdiri batang terbungkus suatu elemen penutup yang mencegah terjadinya tekuk, sehingga ketika ada gaya tekan cenderung mengalami leleh saja. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8: Detail dan tampak BRBF (Sabeli dan Lopez, 2004).

2.4.5.3. *Special Plate Shear Walls (SPSW)*

Dinding geser umumnya terdiri dari beton bertulang selain sebagai sistem struktur penahan lateral, dinding geser juga bisa bekerja sebagai kolom, memikul beban gravitasi. Konsep yang mirip juga dapat diterapkan pada konstruksi baja, struktur rangka dengan dinding pengisi berupa pelat baja didalamnya, yang akan bekerja sebagai *fuse* dengan mekanisme leleh pelat dan tekuk (*tension field action*). Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9: *Steel plate shear walls* (Seilie dan Hooper, 2005).

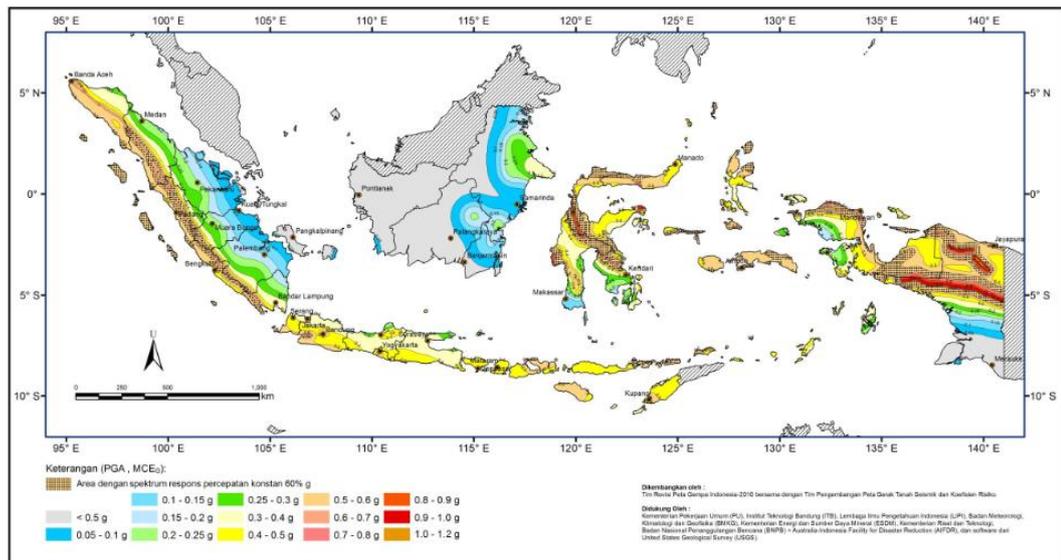
2.5. Tata Cara Perencanaan Bangunan Tahan Gempa (1726:2012)

2.5.1. Gempa Rencana

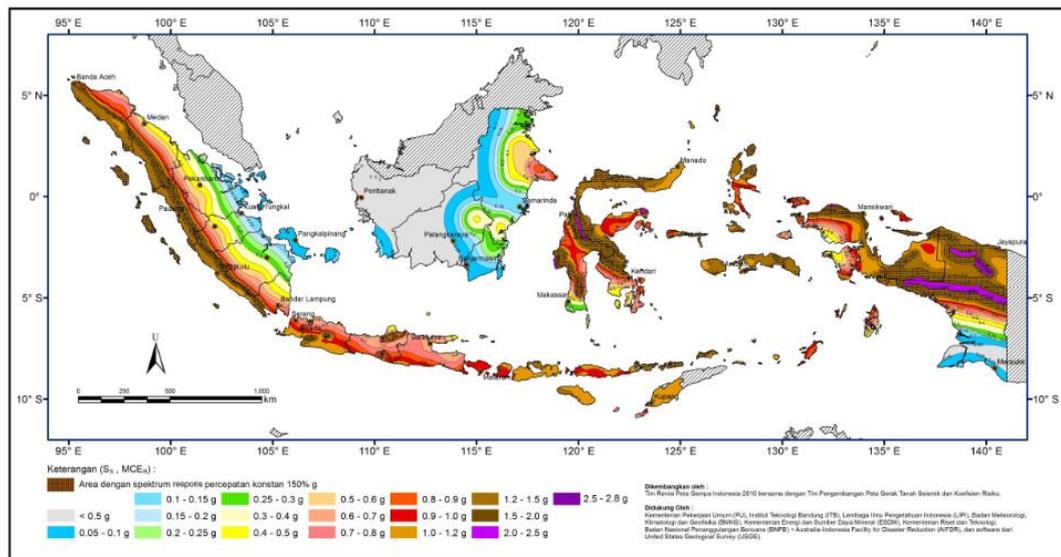
Akibat pengaruh gempa rencana, struktur gedung, secara keseluruhan masih harus berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. Berdasarkan SNI 1726:2012, zonasi peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun.

2.5.2. Peta Wilayah Gempa

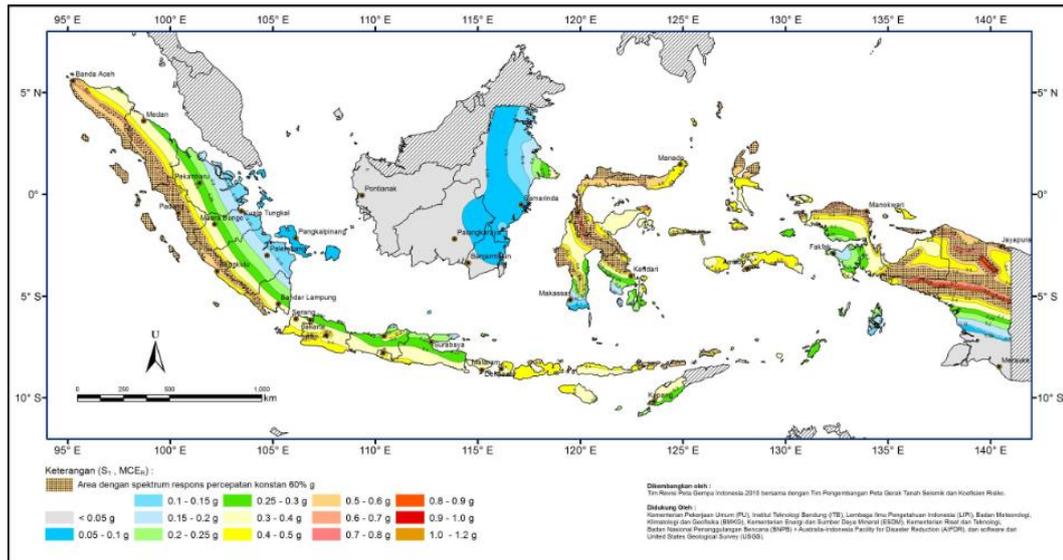
Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 14, ditetapkan berdasarkan parameter S_s (Percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) dan S_1 (Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik). Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.10-2.12.



Gambar 2.10: PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs SB (SNI 1726:2012).



Gambar 2.11: S_s , Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).



Gambar 2.12: S_1 , Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).

2.5.3. Arah Pembebanan Gempa

Dalam perencanaan gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektivitas 30%.

2.5.4. Prosedur Analisis

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.2.1 dan pasal 7.3.2.2 ketidakberaturan struktur bangunan dapat dibedakan menjadi ketidakbertaturan horizontal dan vertikal. Ketidakberaturan horizontal dan vertikal dapat dilihat pada Tabel 2.1 dan 2.2.

Tabel 2.1: Ketidakberaturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi di definisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12..1 Tabel 13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E dan F C, D, E dan F C, D, E dan F D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan di definisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	E dan F D B, C dan D C dan D C dan D D B, C dan D
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	B, C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E dan F

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
5.	Ketidakberaturan sistem nonperalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3. 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	C, D, E dan F B, C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E dan F

Tabel 2.2: Ketidakberaturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 13	D, E, dan F
1b	ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E dan F
2.	Ketidakberaturan berat (massa) didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu di tinjau.	Tabel 13	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horisontal sistem penahan gaya seismik di semua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horisontal sistem penahanan gaya seismik tingkat di dekatnya.	Tabel 13	D, E dan F

Tabel 2.2: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
4.	Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B, C, D, E dan F D, E dan F D, E dan F
5a.	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateralnya tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.		E dan F D, E dan F
5b.	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 13	D, E dan F B dan C D, E dan F

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.6, prosedur analisis yang dapat digunakan seperti pada Tabel 2.7. Prosedur analisis yang digunakan terkait erat dengan berbagai parameter struktur bangunan tersebut, yaitu:

- Parameter keutamaan bangunan berdasarkan pasal 4.1.2 SNI 1726:2012 dan dapat dilihat pada Tabel 2.3.
- Parameter faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 dapat dilihat Tabel 2.4
- Kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan respons spektra pada periode 1 detik (S_1) dan parameter percepatan respons spektra pada periode pendek (S_s) berdasarkan pasal 6.5 SNI 1726:2012 dapat dilihat pada Tabel 2.5 dan 2.6.

Oleh karena itu, prosedur analisis struktur harus terdiri dari salah satu tipe struktur yang diizinkan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.7, yaitu berdasarkan kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis dan keteraturan. Dari berbagai parameter yang dimiliki oleh struktur gedung tersebut, dapat ditetapkan prosedur analisis yang dapat digunakan seperti yang dijabarkan pada Tabel 2.7.

Tabel 2.3: Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/Rumah susun - Pusat perbelanjaan/Mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Tabel 2.4: Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Tabel 2.5: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D

Tabel 2.5: Lanjutan.

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.6: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai S_{D1}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Tabel 2.7: Prosedur analisis yang boleh digunakan berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I

Tabel 2.7: *Lanjutan.*

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
D, E, F	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakberaturan horisontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 2.1 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 2.2	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Catatan, I : Diizinkan, TI : Tidak Dizinkan

2.5.5. Struktur Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memnuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2012 pasal 7.2. Setiap tipe dibagi-bagi berdasarkan tipe elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral. Setiap sistem penahan gaya seismik yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang telah ditetapkan.

Di dalam SNI 1726:2012 pasal 7.2, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut ini:

- Faktor koefisien modifikasi respons (R)
- Faktor kuat lebih sistem (C_d)
- Faktor pembesaran defleksi (Ω_0^s)
- Faktor batasan tinggi sistem struktur

Hal ini dapat dilihat pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8: Faktor R, C_d, dan Ω₀ untuk sistem penahan gaya gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R ^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω ₀ ^g	Faktor pembesaran defleksi, C _d ^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h _n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Sistem rangka pemikul momen: Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB

2.5.6. Kekakuan Struktur

Kekakuan struktur adalah gaya yang diperlukan struktur bila mengalami deformasi sebesar satu satuan. Nilai kekakuan struktur ini tergantung dari material yang digunakan, dimensi elemen struktur, penulangan, modulus elastisitas, modulus elastisitas geser dan momen inersia polar. Selain itu, kekakuan struktur juga terkait dengan nilai dari periode struktur tersebut. Dapat dilihat dari Pers. 2.1-2.3.

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.1)$$

$$\text{Di mana, } \omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.2)$$

$$\text{Dengan demikian, } T = \frac{1}{\sqrt{k}} \quad (2.3)$$

Di mana :

- T = Periode struktur
- f = Frekuensi struktur
- ω = Kecepatan sudut
- k = Kekakuan struktur

2.5.7. Respons Spektrum Desain

Menurut Faisal (2015), respons spektrum adalah spektrum (plot) yang memuat nilai-nilai amplituda maksimum dari sebuah nilai respon sistem teredam untuk beragam variasi perioda (frekuensi) alami.

Respons spektrum merupakan konsep pendekatan yang digunakan untuk keperluan perencanaan bangunan. Definisi respons spektra adalah respon maksimum dari suatu sistem struktur *Single Degree of Freedom* (SDOF) baik percepatan (a), kecepatan (v) dan perpindahan (d) dengan struktur tersebut dibebani oleh gaya luar tertentu. Absis dari respons spectra adalah periode alami sistem struktur dan ordinat dari respons spektra adalah respons maksimum. Kurva respons spektra akan memperlihatkan simpangan relatif maksimum (S_d), kecepatan relatif maksimum (S_v) dan percepatan relatif maksimum (S_a).

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 6.3, respons spektra desain harus ditentukan dan dimuat terlebih dahulu berdasarkan data-data yang ada. Data-data yang dibutuhkan dan prosedur untuk pembuatan respons spektra berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 6.3 adalah :

a. Parameter percepatan batuan dasar

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_a (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik seperti yang ada pada Gambar 2.11 dan Gambar 2.12 dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

b. Parameter kelas situs

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai situs SA, SB, SC, SD, SE, dan SF berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 5.3 dapat dilihat pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> • Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah • Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) • Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

CATATAN, N/A = tidak dapat dipakai

- c. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektra percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R).

Untuk penentuan respons spektra percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Berdasarkan SNI 1726:2012, faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek S_{MS} dan periode 1 detik S_{MI} yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan Pers. 2.4 dan 2.5 berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (2.4)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (2.5)$$

Dimana:

S_S = Nilai parameter respon spektra percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.11)

S_I = Nilai parameter respon spektra percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.12)

F_a = Koefisien perioda pendek

F_v = Koefisien perioda 1,0 detik

Koefisien situs F_a dan F_v ditentukan berdasarkan Tabel 2.10 dan 2.11

Tabel 2.10: Koefisien situs, F_a berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2detik, S_S				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 0,4$	$S_S \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Tabel 2.11: Koefisien situs, F_v berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, T = 1 detik, S_I				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Keterangan :

- Nilai-nilai F_a maupun F_v yang tidak terdapat pada Tabel 2.10 dan 2.11 dapat dilakukan proses interpolasi linier.
- SS merupakan situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs spesifik.

d. Parameter percepatan spektra desain

Parameter-percepatan spektra desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan melalui Pers. 2.6 dan 2.7 berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.6)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.7)$$

Dimana:

S_{DS} = Respon spektra percepatan desain untuk perioda pendek

S_{D1} = Respon spektra percepatan desain untuk perioda 1,0 detik

e. Prosedur pembuatan respons spektra desain berdasarkan SNI 1726:2012

Selanjutnya, untuk mendapatkan kurva spektrum desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2.13 dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari Pers. 2.8.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.8)$$

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS} .
- Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan Pers. 2.9.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.9)$$

Dimana:

T = Periode getar fundamental struktur

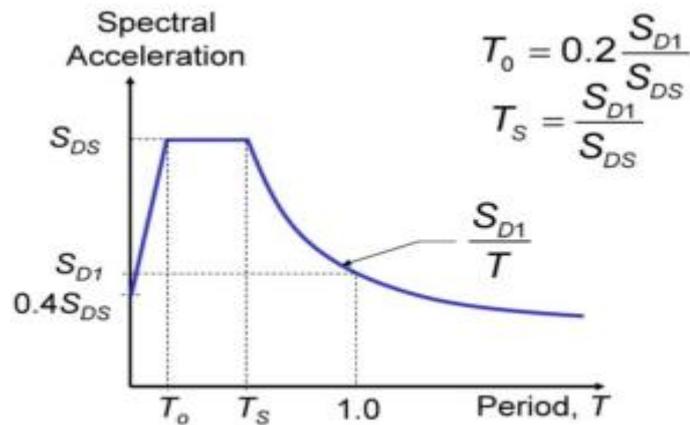
S_{DS} = Parameter respons spektra percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = Parameter respons spektra percepatan desain pada periode 1 detik

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan Pers. 2.10 dan 2.11.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.10)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.11)$$



Gambar 2.13: Spektrum respons desain.

2.5.8. Analisis Gaya Lateral Ekuivalen

2.5.8.1. Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, Geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.12.

$$V = C_s \cdot W_t \quad (2.12)$$

dimana:

C_s = Koefisien respon seismik yang ditentukan

W_t = Berat total gedung

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1 persamaan-persamaan yang digunakan untuk menentukan koefisien C_s adalah:

1. C_s maksimum

Untuk C_s maksimum ditentukan dengan Pers. 2.13.

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.13)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang perioda pendek

R = Faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.8

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.4

Nilai C_s maksimum di atas tidak perlu melebihi C_s hitungan pada Pers. 2.14.

2. C_s hasil hitungan

$$C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.14)$$

dimana:

S_{D1} = Parameter percepatan respon spektrum desain pada perioda 1 detik

R = Faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.8

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.4

T = Perioda struktur dasar (detik)

Nilai C_s hitungan di atas tidak perlu kurang dari nilai C_s minimum pada Pers. 2.15.

3. C_s minimum

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} \quad I \geq 0,01 \quad (2.15)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang perioda pendek

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.4

Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 jika lebih besar dari 0,6 maka C_s harus tidak kurang dari Pers. 2.16.

4. C_s minimum tambahan

$$C_s \text{ minimum tambahan} = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.16)$$

dimana:

S_1 = Parameter percepatan respon spektrum desain yang dipetakan

R = Faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.8

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.4

2.5.8.2. Periode Alami Struktur

Periode adalah besarnya waktu yang dibutuhkan untuk mencapai satu getaran. Hubungan periode dengan kekakuan, frekuensi dan kecepatan sudut struktur telah dijelaskan sebelumnya pada subbab 2.5.6. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan di mana frekuensi alami pada struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan struktur.

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 5.6, periode struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut adalah:

- 1) Periode fundamental pendekatan minimum ($T_a \text{ minimum}$) ditentukan dari Pers. 2.17.

$$T_a \text{ minimum} = C_t h_n^x \quad (2.17)$$

dimana :

$T_{a \text{ minimum}}$ = Nilai batas bawah perioda bangunan

h_n = Ketinggian struktur dalam m diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)

C_t = Ditentukan dari Tabel 2.12

x = Ditentukan dari Tabel 2.12

Tabel 2.12: Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012.

Tipe Struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% seismik yang disyaratkan dan tidak dilindungi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

- 2) Perioda fundamental pendekatan maksimum ($T_{a \text{ maksimum}}$) ditentukan dari Pers. 2.18.

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.18)$$

dimana :

$T_{a \text{ maksimum}}$ = Nilai batas atas perioda bangunan

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.13

Tabel 2.13: Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respon Spektra Desain pada 1 Detik S_{D1}	Koefisien (C_u)
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

2.5.8.3. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3, gaya gempa Lateral (F_i) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.19 dan 2.20.

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (2.19)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.20)$$

dimana:

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya geser atau laeral desain total

w_i = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat- i

h_i = Tinggi (meter) dari dasar sampai tingkat ke- i

K = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.

- Untuk struktur yang memiliki $T \leq 0,5$ detik; $k = 1$
- Untuk struktur yang memiliki $T \geq 2,5$ detik; $k = 2$
- Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi

2.5.8.4. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4, geser tingkat di semua (V_x) harus ditentukan dari Pers. 2.21.

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.21)$$

Dimana:

F_i = Bagian dari geser dasar seismik (V) (kN) yang timbul di tingkat ke- i

2.5.8.5. Penentuan Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.6, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja, yaitu pada kinerja batas ultimit. Penentuan simpangan antar lantai

tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya.

Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F yang memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a atau 1b pada Tabel 2.1, simpangan antar lantai desain (Δ) harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan di bawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris secara vertikal di sepanjang salah satu bagian tepi struktur.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) dalam mm harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.22.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.22)$$

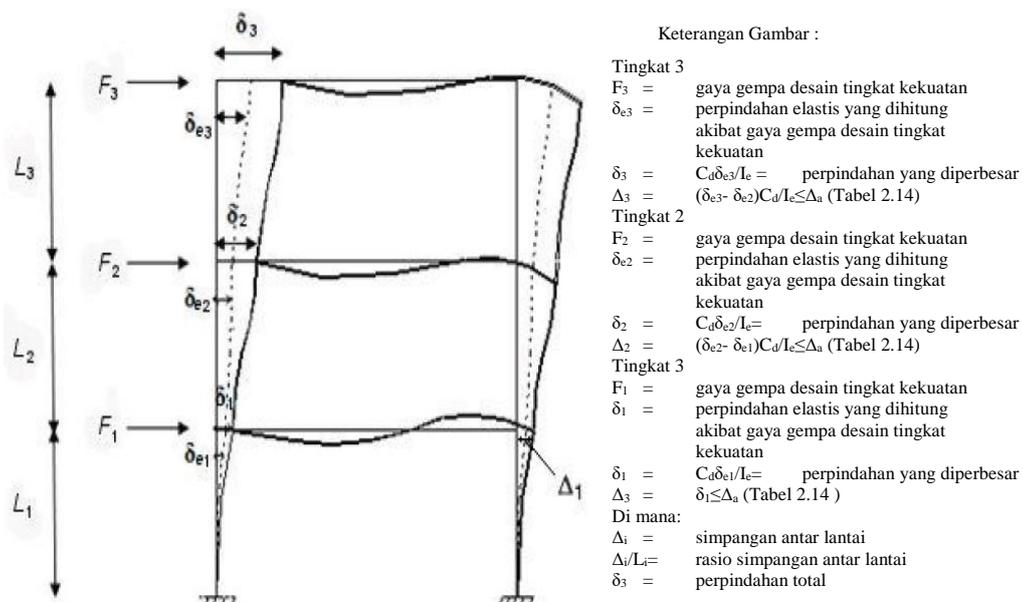
dimana:

C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.8

δ_{xe} = Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis

I_e = Faktor keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Tabel 2.4

Penentuan simpangan antar lantai dapat dilihat pada Gambar 2.14.



Gambar 2.14: Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.14.

Tabel 2.14: Simpangan antar lantai izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726:2012.

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

2.5.8.6. Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.7, pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ), seperti yang ditentukan oleh Pers. 2.23 berikut sama dengan atau kurang dari 0,1 :

$$\delta_x = \frac{P_x \Delta I_x}{V_x h_{sx} C_d} \quad (2.23)$$

dimana:

P_x = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x (kN); bila menghitung P_x , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1

Δ = Simpangan antar lantai tingkat desain

I_e = Faktor keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Tabel 2.4

V_x = Gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x-1 (kN)

h_{sx} = Tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)

I_e = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.8

Koefisien stabilitas (θ) harus tidak melebihi θ_{max} yang ditentukan dengan Pers. 2.24 berikut:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (2.24)$$

dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser antara tingkat x dan x-1. Rasio ini secara konservatif diambil sebesar 1.

Jika koefisien stabilitas (θ) lebih besar dari 0,1 tetapi kurang dari atau sama dengan faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya elemen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Sebagai alternatif, diizinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya elemen struktur dengan $1,0 (1-\theta)$.

Jika θ lebih besar dari θ_{max} , struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang. Jika pengaruh P-delta disertakan dalam analisis, otomatis pers 2.24 masih harus dipenuhi, tetapi nilai θ yang dihitung dari pers 2.23 menggunakan hasil analisis P-delta diizinkan dengan $(1+\theta)$ sebelum diperiksa dengan Pers. 2.24.

2.5.9. Analisis Ragam Spektrum Respons

Metode analisis ragam spektrum respons mendefinisikan bahwa simpangan struktur yang terjadi merupakan penjumlahan dari simpangan masing-masing ragam getarnya.

Menurut Budiono dan Supriatna (2011) parameter respons terkombinasi respons masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respons rencana gempa merupakan respons maksimum. Pada umumnya, respons masing-masing ragam mencapai nilai maksimum pada saat yang berbeda sehingga respons maksimum ragam-ragam tersebut tidak dapat dijumlahkan begitu saja. Terdapat dua cara metode superposisi, yaitu metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*square Root of the Sum of Squares*) dan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination*).

Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respons menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk penjumlahan respons ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang

berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang telah disebutkan sebelumnya yaitu Kombinasi Lengkap Kuadratik (*Complete Quadratic Combination/ CQC*). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrata (*square Root of the Sum of Squares/ SRSS*).

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil dari kurang 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dengan Pers. 2.25.

$$V_t \geq 0,85 V_l \quad (2.25)$$

dimana:

V_l = Gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama atau yang didapat dari prosedur gaya geser statik ekuivalen.

Maka, apabila nilai akhir respons dinamik lebih kecil dari nilai respons ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.26.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_l}{V_t} \geq 1 \quad (2.26)$$

Dimana:

V_t = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan

V_l = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen

2.5.10. Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan

Pembebanan struktur berdasarkan SNI 1727:2013, beban yang bekerja pada struktur berupa beban mati, beban hidup dan beban gempa selain itu ada pula beban dari lift dan tangga.

1. Beban Mati

Beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, kalding gedung dan komponen arsitektural dan struktural lain serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Beban mati terdiri dari :

- Berat bahan konstruksi :
 - Berat sesungguhnya bahan
 - Data berat jenis dan berat bahan pada standar sebelumnya bisa digunakan
- Berat peralatan layan tetap :
 - Peralatan/ mesin yang menyatu dan selalu ada selama masa layan bangunan seperti : peralatan plambing, M/E, alat pemanas, ventilasi, sistem pengkodisian udara dll

2. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk bahan konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir atau beban mati.

Beban hidup atap merupakan beban pada atap yang diakibatkan pelaksanaan pemeliharaan oleh pekerja, perlatan dan material dan selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian.

- Beban merata :
 - Minimum sesuai Tabel 2.15
- Beban terpusat :
 - Untuk lantai, atap dan sejenisnya
 - Bekerja merata di area 762 mm x 762 mm
 - Minimum sesuai Tabel 2.15
 - Penempatan pada lokasi yang menghasilkan efek beban maksimum
- Beban partisi :
 - Minimal 0,72 kN/m²
- Beban impak :

- Tangga berjalan : mengacu pada ASME A17.1
- Mesin :
 - Mesin ringan : berat ditingkatkan 20%
 - Mesin bergerak maju mundur : berat ditingkatkan 50%

Tabel 2.15: beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum.

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2000 (8,9)
Ruang komputer	100 (4,79)	2000 (8,9)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18) ^a	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,79) ^a	
Lobi	100 (4,79) ^a	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79) ^a	
Panggung pertemuan	100 (4,79) ^a	
Lantai podium	150 (7,18) ^a	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m ²)	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor		
Lantai pertama	100 (4,79)	
Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79) ^a	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator pada daerah 2 in x 2 in (50 mm x 50 mm)		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan pada area 1 in x 1 in (25 mm x 25 mm)		200 (0,89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	100 (4,79)	
Hunian satu keluarga saja	40 (1,92)	
Tangga permanen	Lihat pasa 4.5	

Tabel 2.15: *Lanjutan.*

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Garasi/ parkir Mobil penumpang saja Truk dan bus	40 (1,92) ^{a, b, c}	
Susunan tangga, rel pengamandan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
Helipad	60 (2,87) ^{d, e} tidak boleh dreduksi	e, f, g
Rumah sakit : Ruang operasi, laboratorium Ruang pasien Koridor di atas lantai pertama	60 (2,87) 40 (1,92) 80 (3,83)	1000 (4,45) 1000 (4,45) 1000 (4,45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan Ruang baca Ruang penyimpanan Koridor di atas lantai pertama	60 (2,87) 150 (7,18) ^{a, h} 80 (3,83)	1000 (4,45) 1000 (4,45) 1000 (4,45)
Pabrik Ringan Berat	125 (6,00) ^a 250 (11,97) ^a	2000 (8,90) 3000 (13,40)
Gedung perkantoran : Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian Lobi dan koridor lantai pertama Kantor Koridor di atas lantai pertama	100 (4,79) 50 (2,40) 80 (3,83)	2000 (8,90) 2000 (8,90) 2000 (8,90)
Lembaga hukum Blok sel Koridor	40 (1,92) 100 (4,790)	
Tempat rekreasi Tempat bowling, kolam renang dan penggunaan yang sama Bangsal dansa dan ruang dansa Gimnasium Tempat menonton baik terbuka atau tertutup Stadium dan tribun/ arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	75 (3,59) ^a 100 (4,79) ^a 100 (4,79) ^a 100 (4,79) ^a 60 (2,87) ^{a, k}	

Tabel 2.15: Lanjutan.

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)		
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	10 (0,48) ^l	
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	20 (0,96) ^m	
Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	30 (1,44)	
Semua ruang kecuali tangga dan balkon	40 (1,92)	
Semua hunian rumah tinggal lainnya		
Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	40 (1,92)	
Ruang publik ^a dan koridor yang melayani mereka	100 (4,79)	
Atap		
Atap datar, berbubung dan lengkung	20 (0,96) ⁿ	
Atap digunakan untuk taman atap	100 (4,79)	
Atap yang digunakan untuk tujuan lain	Sama seperti hunian dilayani ^a	
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya		
Awning dan kanopi		
Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	5 (0,24) tidak boleh direduksi	
Rangka tumpu layar penutup	5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka	200 (0,89)
Semua konstruksi lainnya	20 (0,96)	2000 (8,9)
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai		
Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap di atas pabrik, gudang, dan perbaikan garasi		300 (1,33)
Semua komponen struktur atap utama lainnya		300 (1,33)
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan		

Tabel 2.15: *Lanjutan.*

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Sekolah		
Ruang kelas	40 (1,92)	1000 (4,5)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1000 (4,5)
Koridor lantai pertama	100 (4,79)	1000 (4,5)
Bak-bak/ <i>scuttles</i> , rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0,89)
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan dan lahan/ jalan untu truk-truk	250 (11,97) ^{a, p}	8000 (35,6) ^a
Tangga dan jalan keluar	100 (4,79)	300 ^r
Ruang tinggal untuk satu dn keluarga saja	40 (1,92)	300 ^r
Gudang di ats langit-langit	20 (0,96)	
Gudang penyimpanan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi guadang penyimpanan, harus dirancang untukbeban lebih berat)		
Ringan	125 (6,00) ^a	
Berat	250 (11,97) ^a	
Toko		
Eceran		
Lantai pertama	100 (4,79)	1000 (4,45)
Lantai di atasnya	75 (3,59)	1000 (4,45)
Grosir, di semua lantai	125 (6,00) ^a	1000 (4,45)
Penghalang kendaraan	Lihat pasal 4.5	
Semua jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2,87)	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	100 (4,79) ^a	

- Reduksi beban hidup merata
 - Untuk struktur dengan $K_{LLA_T} \geq 37,16 \text{ m}^2$
 - $L \geq 4,79 \text{ kN/m}^2$, garasi mobil penumpang dan tempat pertemuan tidak boleh direduksi
 - Beban hidup tereduksi dihitung dengan Pers. 2.27.

$$L = L_0 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right) \quad (2.27)$$

- $L \geq 0,50 L_0$ - Komponen struktur penyangga 1 lantai

$L \geq 0,40 L_0$ - Komponen struktur penyangga ≥ 2 lantai

dimana:

L = Beban hidup desain tereduksi

L_0 = Beban hidup desain tanpa reduksi

K_{LL} = Faktor elemen beban hidup berdasarkan Tabel 2.16

A_T = Luas tributari

Tabel 2.16: Faktor elemen beban hidup, K_{LL} .

Elemen	K_{LL}^a
Kolom-kolom interior	4
Kolom-kolom eksterior tanpa pelat kantilever	4
Kolom-kolom tepi dengan pelat kantilever	3
Kolom-kolom sudut dengan pelat kantilever	2
Balok-balok tepi tanpa pelat-pelat kantilever	2
Balok-balok interior	2
Semua komponen struktur yang tidak disebut di atas: Balok-balok tepi dengan pelat-pelat kantilever Balok-balok kantilever Pelat-pelat satu arah Pelat-pelat satu arah Komponen struktur tanpa ketentuan-ketentuan untuk penyaluran Geser menerus tegak lurus terhadap bentangnya	1

3. Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban yang timbul akibat pergerakan tanah dimana struktur tersebut berdiri. Pembebanan struktur beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis beban gempa terdapat 3 cara analisis, yaitu analisis gaya lateral ekuivalen, analisis spektrum respons ragam dan prosedur riwayat respons seismik.

Kombinasi beban untuk metode ultimit struktur, komponen-komponen struktur, dan elemen-elemen fondasi harus sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor.

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal dan beban gempa nominal adalah:

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3. $1,2 DL + 1 LL \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
4. $1,2 DL + 1 LL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
5. $0,9 DL \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$
6. $0,9 DL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$

dimana:

DL = Baban mati, termasuk SIDL

LL = Beban hidup

EX = Beban gempa arah-x

EY = Beban gempa arah-y

ρ = Faktor redundansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain pada perioda pendek

Q_E = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya gser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (3) dan (4), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.28.

$$E = E_h + E_v \quad (2.28)$$

- Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.29.

$$E = E_h - E_v \quad (2.29)$$

dimana:

E = Pengaruh beban seismik

E_h = Pengaruh beban seismik horizontal yang akan didefinisikan selanjutnya

E_v = Pengaruh beban seismik vertikal yang akan didefinisikan selanjutnya

- Untuk pengaruh beban seismik E_h harus ditentukan dengan Pers. 2.30.

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.30)$$

dimana:

Q = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p

ρ = Faktor redundansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

- Sedangkan pengaruh beban seismik E_v harus ditentukan dengan Pers. 2.31.

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL \quad (2.31)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda pendek

DL = Pengaruh beban mati

Faktor redundansi (ρ) harus dikenakan pada sitem penahan gaya seismik masing-masing dalam kedua arah ortogonal untuk semua struktur.

Kondisi dimana nilai ρ diizinkan 1 sebagai berikut:

- Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
- Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural.
- Desain struktural nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
- Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2012 yang digunakan
- Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.
- Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan Pers. 2.32 yaitu:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px} \quad (2.32)$$

dimana:

F_{px} = Gaya desain diafragma

F_i = Gaya desain yang diterapkan di tingkat i

w_i = Tributari berat sampai tingkat i

w_{px} = Tributari berat sampai diafragma di tingkat x

dimana F_{px} tidak boleh kurang dari Pers. 2.33.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.33)$$

dan F_{px} tidak boleh melebihi dari Pers. 2.34.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.34)$$

- Struktur bagian sistem peredaman
- Desain dinding geser struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

Untuk struktur yang dirancang bagi kategori desain seismik D,E, dan F faktor redundansi (ρ) harus sama dengan 1,3; kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana ρ dizinkan diambil sebesar 1:

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.17.

Tabel 2.17: Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar.

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen disambungan balok ke kolom dikedua ujung balok tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 % atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai (ketidakberaturan struktur horizontal tipe b)

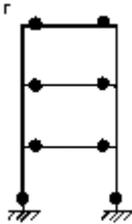
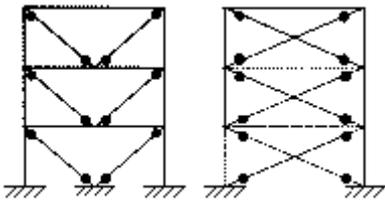
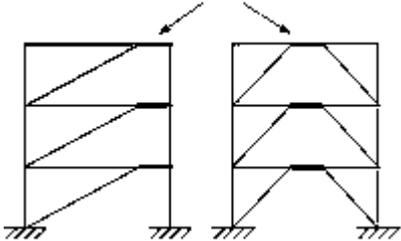
- Struktur dengan denah beraturan disemua tingkat dengan sistem penahan gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang permeter penahan gaya seismik yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal disetiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat untuk konstruksi rangka ringan.

2.6. Ketentuan Seismik Untuk Struktur Baja

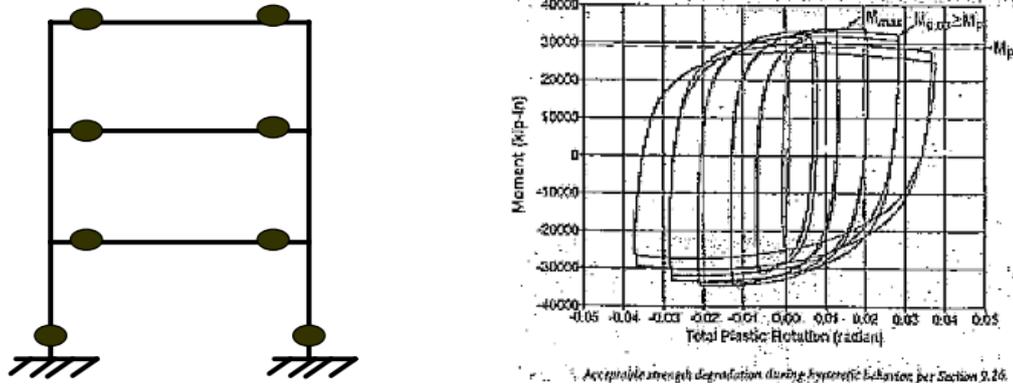
2.6.1. Konsep

Kinerja struktur tahan gempa berupa penyerapan energi gempa secara efektif melalui terbentuknya sendi plastik pada bagian struktur tertentu dengan kriteria kekuatan, kekakuan, daktilitas dan disipasi energi. Adapun terbentuk sendi plastik pada masing-masing sistem struktur dapat dilihat pada Tabel 2.18.

Tabel 2.18: Bagian yang leleh (sendi plastis) pada setiap sistem struktur.

	Sistem Struktur	Bagian Yang Leleh
	Sistem Rangka pemikul Momen (<i>Moment Resisting Frames</i>)	Ujung Balok
	Sistem Rangka Bresing Konsentrik (<i>Concentrically Braced Frames</i>)	Pelat Buhul (Bresing tekuk)
	Sistem Rangka Bresing Eksentrik (<i>Eccentrically Braced Frames</i>)	"Link" (Bresing stabil)

Bagian yang leleh (sendi plastik) harus mampu memperlihatkan kurva histeristik yang gemuk dan stabil, sebagaimana terlihat pada Gambar 2.15.



Gambar 2.15: Kurva histeritik pada rangka momen khusus.

2.6.2. Rangka Momen Khusus (*Special Moment Frames-SMF*)

2.6.2.1. Dasar Desain

RMK diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang besar apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana. RMK didesain menurut ketentuan ini, diharapkan memberi kapasitas deformasi inelastik signifikan melalui pelelehan lentur balok dan pelelehan terbatas zona panel kolom. Kecuali di mana dengan cara lain diizinkan dalam pasal ini, kolom harus didesain lebih kuat dari pelelehan penuh dan pengerasan regangan penuh balok atau gelagar. Pelelehan lentur dari kolom pada dasar diizinkan. Desain sambungan dari balok ke kolom, termasuk zona panel dan pelat penerus harus berdasarkan pada hasil uji sambungan yang telah dilakukan.

2.6.2.2. Rasio Momen

Hubungan yang berikut ini harus dipenuhi pada sambungan balok ke kolom sesuai dengan Pers. 2.35-2.39.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (2.35)$$

Keterangan:

$\sum M_{pc}^*$ = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur nominal kolom (termasuk voute bila digunakan) di atas dan di bawah joint pada garis sumbu balok dengan reduksi untuk gaya aksial dalam kolom. Diizinkan untuk menentukan $\sum M_{pc}^*$ sebagai berikut :

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \text{ (DFBK)} \quad (2.36)$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - 1,5P_{uc} / A_g) \text{ (DKI)} \quad (2.37)$$

Apabila garis dari balok, berlawanan pada joint yang sama, tidak sesuai, garis tengah antara sumbu harus digunakan.

$\sum M_{pb}^*$ = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur ekspektasi dari balok pada lokasi sendi platis pada sumbu kolom. Diizinkan untuk menentukan $\sum M_{pb}^*$ sebagai berikut :

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1,1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}) \text{ (DFBK)} \quad (2.38)$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1,1R_y F_{yb} Z_b + 1,5M_{av}) \text{ (DKI)} \quad (2.39)$$

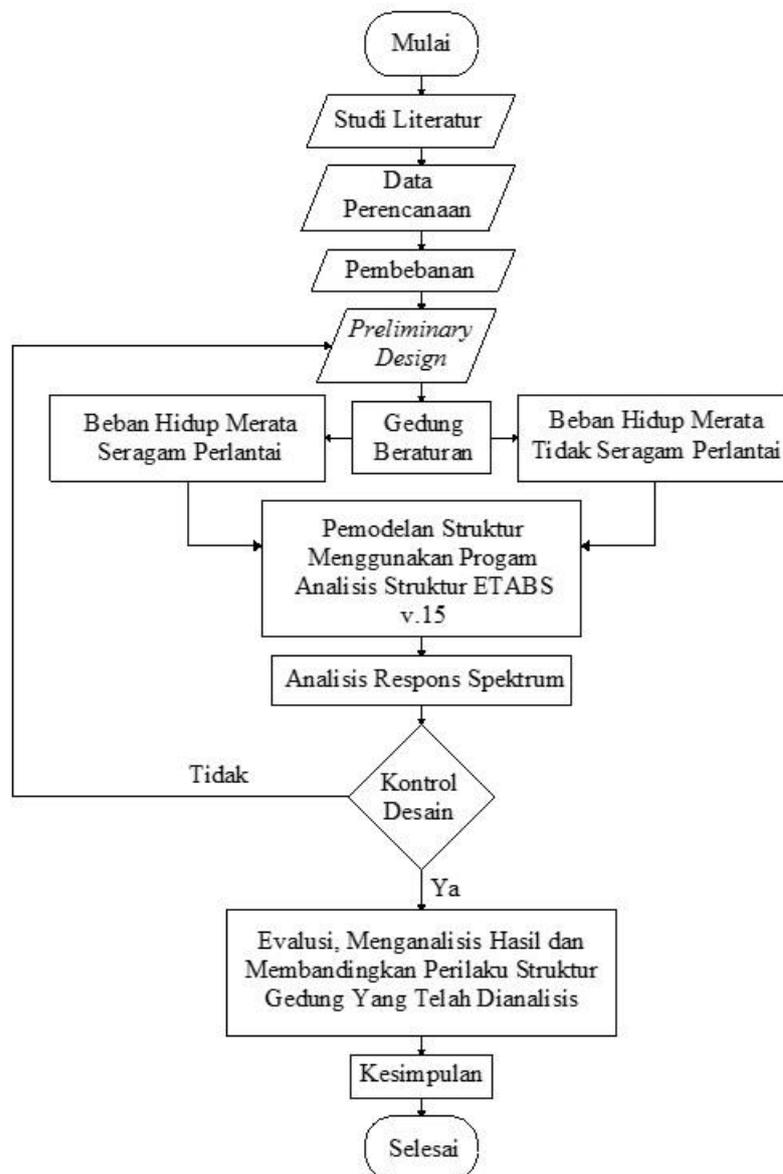
Di mana:

- A_g = luas penampang bruto kolom, in² (mm²)
- F_{yc} = tegangan leleh kolom minimum yang disyaratkan , ksi (Mpa)
- F_{yb} = tegangan leleh balok minimum yang disyaratkan , ksi (Mpa)
- P_{uc} = kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DFBK termasuk beban seismik teramplifikasi , kips (N)
- P_{ac} = kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DKI termasuk beban seismik teramplifikasi , kips (N)
- M_{uv} = momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DFBK, kip-in. (N-mm)
- M_{av} = momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DKI, kip-in. (N-mm)
- Z_c = modulus panampang plastis kolom, mm³
- Z_b = modulus panampang plastis balok, mm³

BAB 3 METODE PENELITIAN

3.1. Metodologi Penelitian

Pada bab ini berisi tentang tahapan pemodelan struktur dan struktur dianalisis menggunakan bantuan program analisis struktur. Adapun tahapan tersebut dapat dilihat dibagan alir pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram alir penelitian.

Berdasarkan pada Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan 2 model bangunan dengan jenis sistem struktur yang sama. Hanya saja pada model pertama menggunakan SRPMK dengan massa seragam per lantai dan model kedua menggunakan SRPMK dengan massa tidak seragam per lantai. Kedua model bangunan tersebut dianalisis secara elastis linier dengan menggunakan Analisis Respons Spektrum (*Response Spectrum Analysis*).

3.2. Pemodelan Struktur

3.2.1. Data Perencanaan Struktur

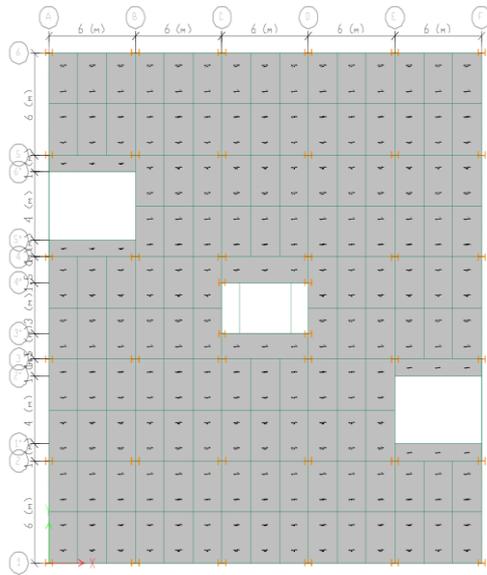
Adapun data perencanaan struktur yang digunakan pada kedua pemodelan tersebut yaitu :

1. Gedung difungsikan sebagai perkantoran
2. Gedung terletak di Kota Padang
3. Klasifikasi situs tanah lunak (SE)
4. Gedung dikategorikan desain seismik (KDS) D
5. Struktur utama bangunan adalah struktur baja
6. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPMK)

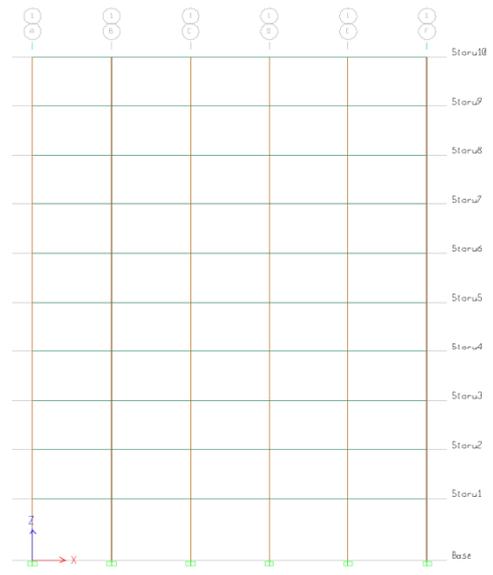
3.2.2. Konfigurasi Bangunan

Pada tugas akhir ini, struktur yang direncanakan adalah struktur baja dengan sistem rangka pemikul momen khusus. Bangunan berbentuk persegi yang simetris (*regular building*) yang terlihat pada Gambar 3.2 dan 3.3. Adapun model yang digunakan pada Tugas Akhir ini adalah:

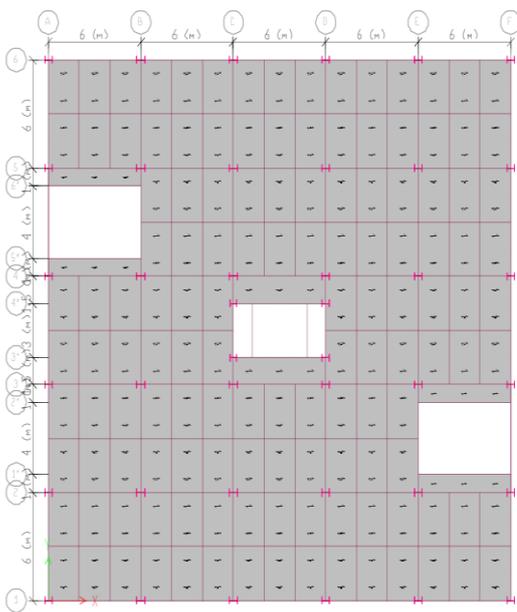
1. Model 1 = SRMPK dengan massa seragam perlantai
2. Model 2 = SRPMK dengan massa tidak seragam perlantai



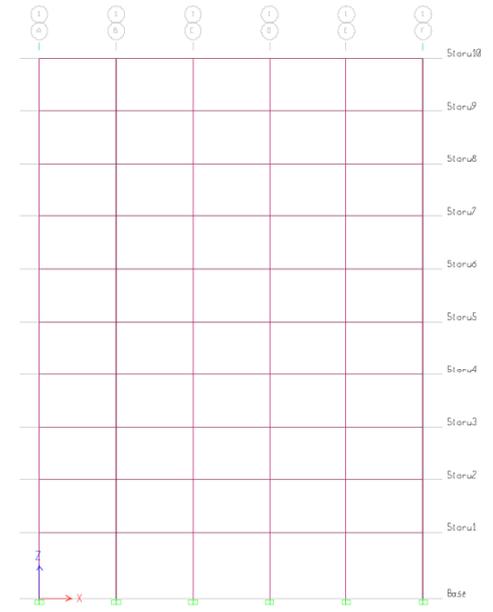
a) Denah struktur Model 1



b) Tinggi lantai Model 1

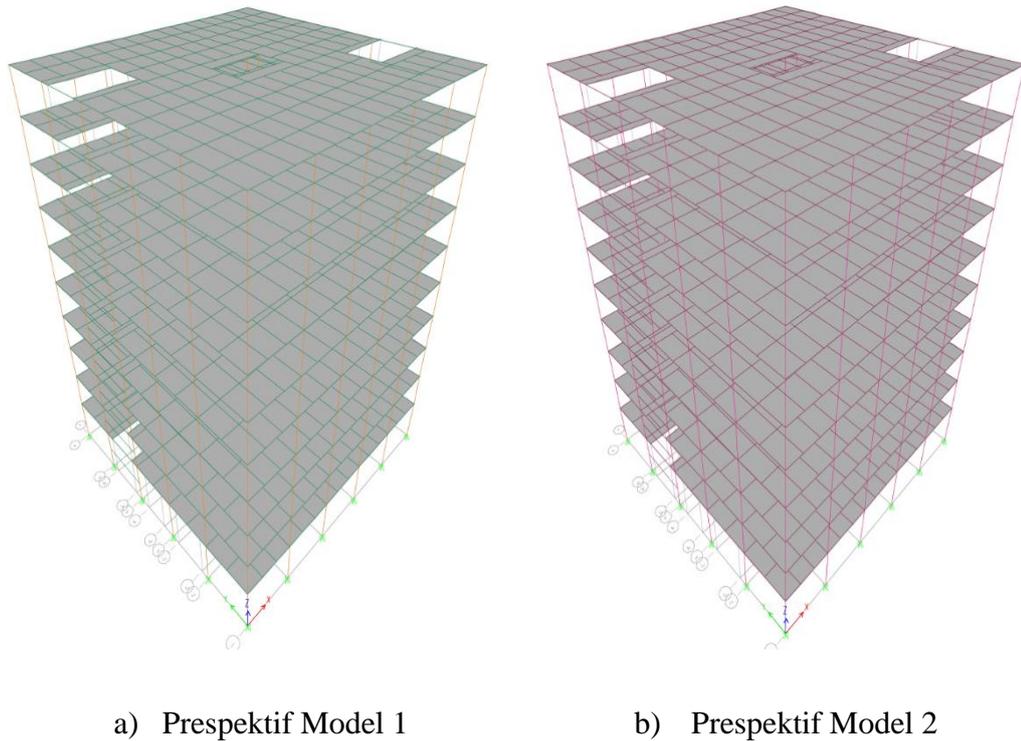


c) Denah struktur Model 2



d) Tinggi lantai Model 2

Gambar 3.2: Denah struktur dan tinggi lantai Model 1 dan 2.



Gambar 3.3: Prespektif bangunan Model 1 dan 2.

3.2.3. Dimensi Kolom-Balok

Bangunan yang direncanakan adalah bangunan beraturan, sehingga kolom dan balok yang digunakan pada struktur bangunan adalah sama setiap lantai baik pada Model 1 maupun Model 2.

Ukuran kolom dan balok dapat dilihat pada Tabel 3.1, sedangkan letak dan posisi dari masing-masing ukuran kolom dan balok dapat dilihat pada Gambar 3.2 dan 3.3.

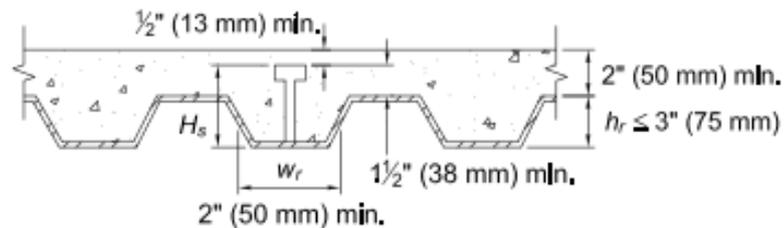
Tabel 3.1: Konfigurasi dan dimensi kolom-balok.

Konfigurasi struktural	Dimensi profil	Mutu baja	Keterangan
Kolom 1	498.432.45.70	BJ 50	Kolom 1 untuk semua lantai
Kolom 2	458.417.30.50	BJ 50	Kolom 2 untuk semua lantai
Balok	450.300.12.25	BJ 41	Semua untuk semua lantai
Balok Lintel	450.300.12.25	BJ 37	Semua untuk semua lantai
Balok Anak	400.300.12.22	BJ 37	Arah X dan Y untuk semua lantai

3.2.4. Pelat

Pada tugas akhir ini, pelat lantai yang digunakan dalam pemodelan struktur menggunakan pelat rusuk (*deck*). Konstruksi pelat rusuk terdiri dari kombinasi monolit sejumlah rusuk dengan jarak beraturan dan pelat atas yang membentang dalam satu arah atau dua arah. Perencanaan pelat *floor deck* menggunakan profil W yang ada dari PT BLUESCOPE LYSAGHT INDONESIA. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Beban mati (berat sendiri *floor deck* dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Beton menggunakan mutu $f_c' = 30$ Mpa
- *Floor deck* menggunakan tebal 1,0 mm dengan mutu G550 ($f_y = 550$ MPa)



Gambar 3.4: Penampang *steel floor deck*.

3.2.5. Analisis Pembebanan

Perencanaan pembebanan pada struktur yang dihitung berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPPURG 1987) dan SNI 1727:2013. Pembebanan yang digunakan antara lain:

1. Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang bersifat tetap berupa kolom, balok, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan segala unsur tambahan *finishing*, mesin-mesin serta peralatan-peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut. Besaran beban mati untuk bangunan gedung dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Berat sendiri bangunan dan kompoenen gedung.

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Bahan bangunan	
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton bertulang	2200 kg/m ³
Komponen gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Dinding pasangan batako tanpa lubang	300 kg/m ²
Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit-langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanda adukan per cm tebal	24 kg/m ²
M&E	60 kg/m ²

- Pembebanan Pada Tangga

Untuk beban tangga sendiri dilakukan analisis struktur dengan bantuan program *software* SAP 2000 v.15 dan hasil reaksi perletakkan dari hasil analisis struktur tersebut akan dijadikan beban terpusat yang diletakkan di balok lintel dan balok induk, maka nilai beban tangga disajikan dalam Tabel 3.3.

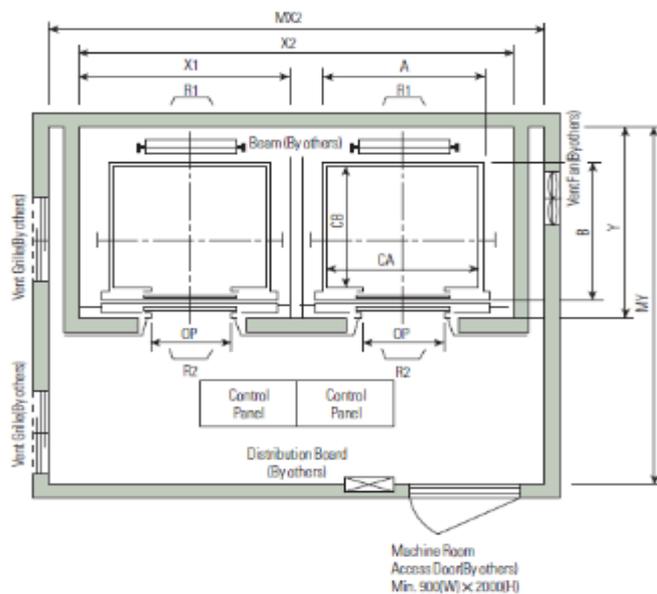
Tabel 3.3: Beban tangga akibat reaksi perletakkan di balok lintel dan balok induk.

Beban Mati		
1. Untuk Lt 1 ke Lt 10	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	7,21	kN
Reaksi di balok induk	47,82	kN
2. Untuk Base ke Lt 1	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	9,13	kN
Reaksi di balok induk	74,37	kN
Beban Hidup		
1. Untuk Lt 1 ke Lt 10	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	9,58	kN
Reaksi di balok induk	51,69	kN
2. Untuk Base ke Lt 1	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	9,58	kN
Reaksi di balok induk	53,80	kN

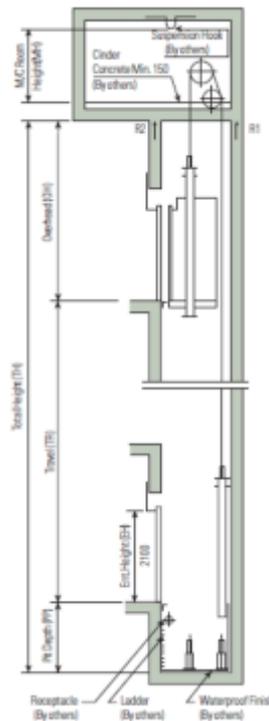
- Pembebanan Pada Lift

Pada perencanaan balok lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift yang terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung. Pada bangunan ini menggunakan lift penumpang dengan data-data sesuai brosur sebagai berikut :

- Type Lift : Passenger Elevators
- Merek : Hyundai
- Kapasitas : 17 Orang/ 1150 kg
- Lebar pintu (Opening width) : 1100 mm
- Dimensi ruang luncur
(Hoistway inside) 2 Car : 5250 x 2030 mm²
- Dimensi sangkar (Car size)
Internal : 2000 x 1350 mm²
External : 2100 x 1520 mm²
- Dimensi ruang mesin (2 Car) : 5250 x 3800 mm²
- Beban reaksi ruang mesin :
R₁ = 6600 kg
R₂ = 5100 kg



Gambar 3.5: Denah lift.



Gambar 3.6: Potongan melintang *lift*.

- **Beban Pada Dinding**

Beban dinding sendiri menggunakan pasangan batako tanpa lubang dengan tebal 15 cm. Pembebanan dinding dijadikan sebagai beban terbagi merata yang ditumpu pada balok-balok yang berhubungan pada masing-masing lantai. Untuk lantai 1 sebesar 13,5 kN/m, lantai 2-9 sebesar 12 kN/m dan lantai 10 (atap) sebesar 6 kN/m.

2. **Beban Hidup**

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan. Pada tugas akhir ini, beban hidup yang bekerja pada struktur yaitu beban hidup seragam per lantai dengan faktor reduksi beban hidup yang sama pada setiap lantai untuk Model 1 dan beban hidup yang tidak seragam perlantai dengan faktor reduksi beban hidup yang beragam pada setiap lantai untuk Model 2. Adapun nilai beban hidup mengacu pada SNI 1727:2013 yang dapat dilihat pada Tabel 2.15 dan nilai faktor

reduksi beban hidup yang seragam dan tidak seragam dapat dilihat pada Tabel 3.4 dan 3.5.

Tabel 3.4: Nilai faktor reduksi beban hidup per lantai Model 1.

Beban Hidup, Lo		Faktor reduksi
R. Kantor	2,4 kN/m^2	0,41
Atap	0,96 kN/m^2	

Tabel 3.5: Nilai faktor reduksi beban hidup per lantai Model 2.

Beban Hidup, Lo		Faktor reduksi	Keterangan
R. Kantor	2,4 kN/m^2	0,58	Setiap Lantai
R. Komputer	4,79 kN/m^2	0,84	Setiap Lantai
R. Arsip	4,79 kN/m^2	0,84	Setiap Lantai
Lobi dan Koridor Lt 1	4,79 kN/m^2	0,84	Setiap Lantai
Koridor	3,83 kN/m^2	0,62	Setiap Lantai
Atap	0,96 kN/m^2	0,41	Setiap Lantai

Adapun analisis perhitungan faktor reduksi beban hidup dapat dilihat pada Lampiran A3.

3. Beban Notional

Beban notional harus ditambahkan bersama-sama beban lateral lain, juga pada semua kombinasi, kecuali kasus tertentu yang memenuhi kriteria pada *section* 2.2b(4) (AISC 2010). Besarnya beban notional (AISC 2010) disajikan dalam Tabel 3.6 dan 3.7.

Tabel 3.6: Beban notional terhadap arah x dan y pada Model 1.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (Y_i)		N_i	
		X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)
Lt 10	41	4747,973	4747,973	9,496	9,496
Lt 9	37	5792,960	5792,960	11,586	11,586

Tabel 3.6: *Lanjutan.*

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (Y_i)		N_i	
		X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)
Lt 8	33	5792,960	5792,960	11,586	11,586
Lt 7	29	5792,960	5792,960	11,586	11,586
Lt 6	25	5792,960	5792,960	11,586	11,586
Lt 5	21	5792,960	5792,960	11,586	11,586
Lt 4	17	5792,960	5792,960	11,586	11,586
Lt 3	13	5792,960	5792,960	11,586	11,586
Lt 2	9	5792,960	5792,960	11,586	11,586
Lt 1	5	5938,761	5938,761	11,878	11,878

Tabel 3.7: Beban notional terhadap arah x dan y pada Model 2

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (Y_i)		N_i	
		X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)
Lt 10	41	4786,392	4786,392	9,573	9,573
Lt 9	37	7214,353	7214,353	14,429	14,429
Lt 8	33	6266,379	6266,379	12,533	12,533
Lt 7	29	7431,484	7431,484	14,863	14,863
Lt 6	25	7229,944	7229,944	14,460	14,460
Lt 5	21	7272,639	7272,639	14,545	14,545
Lt 4	17	7189,644	7189,644	14,379	14,379
Lt 3	13	7064,321	7064,321	14,129	14,129
Lt 2	9	7325,969	7325,969	14,652	14,652
Lt 1	5	7170,167	7170,167	14,340	14,340

4. Beban Gempa

Beban gempa adalah beban yang timbul akibat pergerakan tanah dimana struktur tersebut berdiri. Pembebanan struktur beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis beban gempa terdapat 3 analisis, yaitu analisis gaya lateral ekuivalen, analisis spektrum respons ragam dan prosedur riwayat respon seismik. Adapun untuk menentukan beban gempa dapat dilihat pada sub Bab 2.5.

3.2.6. Spektrum Respons Desain Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012, spektrum respons desain gempa harus dibuat terdahulu. Dengan data percepatan batuan dasar $S_s = 1,345$ dan $S_1 = 0,599$ pada

kondisi tanah lunak yang berada di kota Padang. Spektrum desain gempa rencana dianalisis berdasarkan tahap-tahap yang terdapat pada sub Bab 2.5.7, maka akan didapatkan nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan spektrum respons desain.

Nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai F_a = 0,9 (berdasarkan Tabel 2.10)
- Nilai F_v = 2,4 (berdasarkan Tabel 2.11)
- S_{MS} = 1,211 (berdasarkan Pers. 2.4)
- S_{MI} = 1,438 (berdasarkan Pers. 2.5)
- S_{DS} = 0,807 (berdasarkan Pers. 2.6)
- S_{DI} = 0,958 (berdasarkan Pers. 2.7)
- T_0 = 0,238 (berdasarkan Pers. 2.10)
- T_I = 1,188 (berdasarkan Pers. 2.11)
- Nilai S_a (berdasarkan Pers.2.8 dan Pers 2.9)

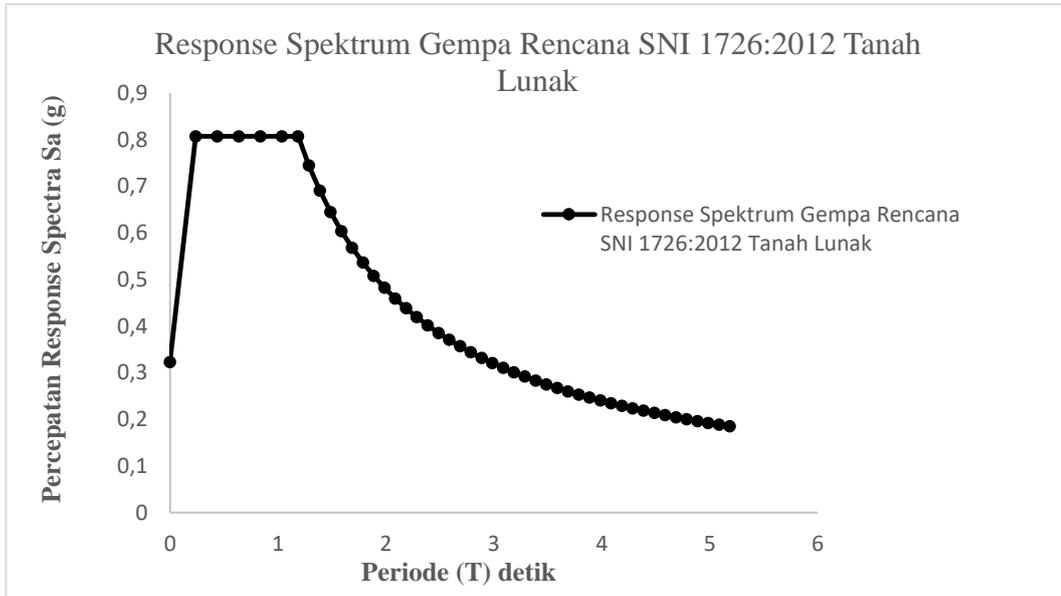
Respons spektrum percepatan disajikan dalam Tabel 3.8 dan respons spektrum diplot ke dalam grafik yang seperti pada Gambar 3.7.

Tabel 3.8: Respons spektrum desain gempa Padang dengan kondisi tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012.

T (Detik)	T (Detik)	S_a (g)
0	0	0,323
T_0	0,238	0,807
	0,438	0,807
	0,638	0,807
	0,838	0,807
	1,038	0,807
T_s	1,188	0,807
$T_s+0,1$	1,288	0,744
$T_s+0,2$	1,388	0,691
$T_s+0,3$	1,488	0,644
$T_s+0,4$	1,588	0,604
$T_s+0,5$	1,688	0,568
$T_s+0,6$	1,788	0,536
$T_s+0,7$	1,888	0,508

Tabel 3.8: *Lanjutan.*

T (Detik)	T (Detik)	S _a (g)
T _S +0,8	1,988	0,482
T _S +0,9	2,088	0,459
T _S +1	2,188	0,438
T _S +1,1	2,288	0,419
T _S +1,2	2,388	0,401
T _S +1,3	2,488	0,385
T _S +1,4	2,588	0,370
T _S +1,5	2,688	0,357
T _S +1,6	2,788	0,344
T _S +1,7	2,888	0,332
T _S +1,8	2,988	0,321
T _S +1,9	3,088	0,310
T _S +2	3,188	0,301
T _S +2,1	3,288	0,292
T _S +2,2	3,388	0,283
T _S +2,3	3,488	0,275
T _S +2,4	3,588	0,267
T _S +2,5	3,688	0,260
T _S +2,6	3,788	0,253
T _S +2,7	3,888	0,247
T _S +2,8	3,988	0,240
T _S +2,9	4,088	0,234
T _S +3	4,188	0,229
T _S +3,1	4,288	0,224
T _S +3,2	4,388	0,218
T _S +3,3	4,488	0,214
T _S +3,4	4,588	0,209
T _S +3,5	4,688	0,204
T _S +3,6	4,788	0,200
T _S +3,7	4,888	0,196
T _S +3,8	4,988	0,192
T _S +3,9	5,088	0,188
T _S +4	5,188	0,185



Gambar 3.7: Grafik respons spektrum desain gempa Padang dengan kondisi tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012.

3.2.7. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah menggunakan desain kekuatan batas (DFBK) yang telah ditetapkan dalam SNI 1726:2012 dan SNI 1727:2013. Sebelum membuat kombinasi pembebanan terlebih dahulu untuk memeriksa nilai redundansi (ρ), yang akan digunakan dalam kombinasi pembebanan. Pemeriksaan nilai redundansi (ρ) dapat dilihat pada subbab 4.2.4 dan 4.3.4.

Dari hasil pemeriksaan nilai redundansi (ρ), maka untuk pemodelan ini menggunakan nilai redundansi $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,807$. Maka kombinasi pembebanan dapat disajikan pada Tabel 3.9.

Tabel 3.9: Kombinasi pembebanan untuk $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,807$ berdasarkan SNI 1726:2012 dan SNI 1727:2013.

Kombinasi	Koefisien	Koefisien	Koefisien	Koefisien
Kombinasi 1	1,4 DL	0 LL	0 EX	0 EY
Kombinasi 2	1,2 DL	1,6 LL	0 EX	0 EY

Tabel 3.9: *Lanjutan.*

Kombinasi	Koefisien	Koefisien	Koefisien	Koefisien
Kombinasi 3	1,41 DL	1 LL	0,39 EX	1,3 EY
Kombinasi 4	0,99 DL	1 LL	-0,39 EX	-1,3 EY
Kombinasi 5	1,09 DL	1 LL	0,39 EX	-1,3 EY
Kombinasi 6	1,31 DL	1 LL	-0,39 EX	1,3 EY
Kombinasi 7	1,41 DL	1 LL	1,3 EX	0,39 EY
Kombinasi 8	0,99 DL	1 LL	-1,3 EX	-0,39 EY
Kombinasi 9	1,31 DL	1 LL	1,3 EX	-0,39 EY
Kombinasi 10	1,09 DL	1 LL	-1,3 EX	0,39 EY
Kombinasi 11	1,11 DL	0 LL	0,39 EX	1,3 EY
Kombinasi 12	0,69 DL	0 LL	-0,39 EX	-1,3 EY
Kombinasi 13	0,79 DL	0 LL	0,39 EX	-1,3 EY
Kombinasi 14	1,01 DL	0 LL	-0,39 EX	1,3 EY
Kombinasi 15	1,11 DL	0 LL	1,3 EX	0,39 EY
Kombinasi 16	0,69 DL	0 LL	-1,3 EX	-0,39 EY
Kombinasi 17	1,01 DL	0 LL	1,3 EX	-0,39 EY
Kombinasi 18	0,79 DL	0 LL	-1,3 EX	0,39 EY
Kombinasi 19	1,20 DL	1 LL	1 NX	1 NY
Kombinasi 20	1,20 DL	1 LL	1 NX	-1 NY
Kombinasi 21	1,20 DL	1 LL	-1 NX	1 NY
Kombinasi 22	1,20 DL	1 LL	-1 NX	-1 NY
Kombinasi 23	0,90 DL	0 LL	1 NX	1 NY
Kombinasi 24	0,90 DL	0 LL	1 NX	-1 NY
Kombinasi 25	0,90 DL	0 LL	-1 NX	1 NY
Kombinasi 26	0,90 DL	0 LL	-1 NX	-1 NY

3.2.8. Analisis Respons Spektrum Ragam

Analisis ini merupakan tahap desain yang harus memenuhi syarat-syarat batas berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis telah memenuhi syarat jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi yaitu paling sedikit 90 % dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Nilai untuk masing-masing parameter desain terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing ragam respons harus dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan spektrum respons yang telah dijelaskan pada subbab 2.5.7.

Analisis spektrum respons ragam dilakukan dengan menggunakan program analisis struktur. Analisis spektrum respons ragam ini dilakukan dengan metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/ CQC*) pada Model 1 dan 2 dengan input gaya gempa menggunakan respons spektra desain berdasarkan subbab 3.2.7. Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.4, faktor redundansi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik dalam masing-masing kedua arah ortogonal. Pasal 7.3.4.2 menyebutkan bahwa untuk kategori desain seismik D, E, atau F nilai redundansi (ρ) dapat diambil sama dengan 1 bila masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar pada arah yang ditinjau memenuhi persyaratan Tabel 2.17, selain itu nilai redundansi (ρ) harus diambil sama dengan 1,3. Perhitungan analisis modal partisipasi massa pada Model 1 dan 2 dapat dilihat pada Bab 4.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas tentang hasil studi dari hasil analisis oleh program analisis struktur serta akan diperiksa berdasarkan peraturan yang telah ditentukan oleh SNI 1726:2012 dan SNI 7860:2015. Pada bab ini akan membandingkan hasil dari perilaku bangunan struktur baja yang memiliki massa seragam perlantai (Model 1) dan bangunan struktur baja yang memiliki massa tidak seragam perlantai (Model 2) dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

4.2. Hasil Analisis Model 1

4.2.1. Analisis Respons Spektrum Ragam

Sesuai SNI 1726:2012, analisis yang dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Pada Model 1, kombinasi ragam model partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum UX* dan *Sum UY*) pada *mode 5*, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Data hasil analisis ragam getar *output* program analisis struktur.

<i>Modal Participating Mass Ratio</i>					
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i> sec	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum UZ</i>
Modal	1	1,699	0	0,8448	0
Modal	2	1,548	0,817	0,8448	0
Modal	3	1,434	0,817	0,8448	0
Modal	4	0,556	0,817	0,9404	0
Modal	5	0,492	0,9175	0,9404	0
Modal	6	0,463	0,9175	0,9404	0
Modal	7	0,322	0,9175	0,9716	0

Tabel 4.1: *Lanjutan.*

<i>Modal Participating Mass Ratio</i>					
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period sec</i>	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum UZ</i>
Modal	8	0,272	0,9559	0,9716	0
Modal	9	0,262	0,9559	0,9716	0
Modal	10	0,221	0,9559	0,9857	0
Modal	11	0,176	0,9759	0,9857	0
Modal	12	0,175	0,9759	0,9857	0

Dapat dilihat pada Tabel 4.2 persentase nilai periode yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.2: Data hasil selisih persentase analisis ragam getar.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	8,89%	OKE	TIDAK OKE
T2-T3	7,36%	OKE	TIDAK OKE
T3-T4	61,23%	TIDAK OKE	OKE
T4-T5	11,51%	OKE	TIDAK OKE
T5-T6	5,89%	OKE	TIDAK OKE
T6-T7	30,45%	TIDAK OKE	OKE
T7-T8	15,53%	TIDAK OKE	OKE
T8-T9	3,68%	OKE	TIDAK OKE
T9-T10	15,65%	TIDAK OKE	OKE
T10-T11	20,36%	TIDAK OKE	OKE
T11-T12	0,57%	OKE	TIDAK OKE

Berdasarkan pada Tabel 4.2, analisis yang digunakan adalah Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/ CQC*), karena nilai perioda rata-rata yang didapat memiliki waktu getar yang berdekatan yaitu selisihnya lebih kecil dari 15%.

4.2.2. Berat Struktur

Besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat struktur dari suatu bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menahan gaya geser

statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan. Pada tugas akhir ini, perhitungan berat bangunan diambil dari analisis menggunakan program analisis struktur

Peneliti tidak melakukan analisis perhitungan manual, sebab program analisis struktur telah menghitung berat struktur secara otomatis. Adapun massa struktur gedung dari output hasil program analisis struktur yang disajikan dalam Tabel 4.3.

Tabel 4.3: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan.

Lantai	Masssa X	Massa Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
Lt. 10	605378,3	605378,3	15	15	15	15
Lt. 9	590515,85	590515,85	15	15	15	15
Lt. 8	590515,85	590515,85	15	15	15	15
Lt. 7	590515,85	590515,85	15	15	15	15
Lt. 6	590515,85	590515,85	15	15	15	15
Lt. 5	590515,85	590515,85	15	15	15	15
Lt. 4	590515,85	590515,85	15	15	15	15
Lt. 3	590515,85	590515,85	15	15	15	15
Lt. 2	590515,85	590515,85	15	15	15	15
Lt. 1	483993,16	483993,16	15	15	15	15
Total	5813498,3	5813498,3				

Pada Tabel 4.3, menunjukkan hasil massa struktur bangunan per lantai, dimana nilai absis pusat massa adalah sama dengan nilai absis pusat kekakuan adalah 15 m. Oleh karena itu, struktur bangunan pada Model 1 tidak memiliki eksentrisitas sebab nilai pusat massa dan pusat kekakuan saling berimpit satu sama lain, maka struktur tidak diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi berdasarkan SNI 1726:2012.

4.2.3. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, kombinasi respon dinamik untuk geser dasar ragam (V_i) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_l) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya geser dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} \geq 1$$

Dimana:

V_t = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan

V_l = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekivalen

Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen dan respons spektrum tertera pada Tabel 4.4 dan Tabel 4.5.

Tabel 4.4: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen.

Arah Gempa	V_l (kN)
Gempa X	4413,5944
Gempa Y	4021,3326

Untuk analisis perhitungan V_l dapat dilihat pada Lampiran B2.

Tabel 4.5: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum *output* program analisis struktur.

<i>Base Reaction</i>				
<i>Output Case</i>	<i>Case Type</i>	<i>Step Type</i>	<i>Global F_x</i>	<i>Global F_y</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	kN	kN
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	3670,7809	1036,3112
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	1101,2493	3454,3707

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut.

Syarat : $V_t \geq 0,85 V_l$

EQX : 3670,7809 kN \geq 0,85 x 4413,5944 kN

: 3670,7809 kN \leq 3751,5552 kN (Tidak Memenuhi Syarat)

$$\begin{aligned} \text{EQY} & : 3454,3707 \text{ kN} \geq 0,85 \times 4021,3326 \text{ kN} \\ & : 3454,3707 \text{ kN} \geq 3418,1327 \text{ kN} \quad (\text{Memenuhi Syarat}) \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas bahwa nilai gaya geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar statik ekuivalen (V_l) untuk arah x, maka ordinat respon spektrum harus dikalikan dengan faktor skala. Berikut ini nilai faktor skala untuk masing-masing arah.

$$\text{Syarat} : 0,85 \frac{V_1}{V_t} \geq 1$$

$$\text{EQX} : 0,85 \frac{4413,5944}{3670,7809} \geq 1$$

$$: 1,0220 \geq 1$$

Tabel 4.6: Perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik serta faktor skala.

Vt (CQC)	0,85*Cs W (ELF)	Faktor Skala
(X-Dir) - (kN)	(X-Dir) - (kN)	Arah X
3670,7809	3751,5552	1,0220

4.2.4. Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan subbab 2.5.10 (3), untuk struktur yang dirancang kategori desain seismik D, redundansi (ρ) harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana redundansi (ρ) diijinkan diambil 1,0. Salah satu kondisi untuk menentukan yaitu masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi (ρ) diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi tersebut tidak terpenuhi, maka redundansi (ρ) 1,0 harus diganti dengan redundansi (ρ) 1,3. Sebagaimana tertera pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redundansi (ρ) 1,0.

Lantai	V _x (kN)	V _y (kN)	35 % V _x <i>Base Shear</i>	35 % V _y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
Lt 10	557,9188	493,1131	1313,0469	1209,0297	NOT OK	NOT OK
Lt 9	1165,5335	1041,2928	1313,0469	1209,0297	NOT OK	NOT OK
Lt 8	1701,6817	1525,7268	1313,0469	1209,0297	OK	OK

Tabel 4.7: Lanjutan.

Lantai	V _x (kN)	V _y (kN)	35 % V _x <i>Base Shear</i>	35 % V _y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
Lt 7	2177,5665	1954,3587	1313,0469	1209,0297	OK	OK
Lt 6	2596,1176	2331,7180	1313,0469	1209,0297	OK	OK
Lt 5	2957,9714	2661,0843	1313,0469	1209,0297	OK	OK
Lt 4	3261,1265	2943,9388	1313,0469	1209,0297	OK	OK
Lt 3	3499,8829	3175,9785	1313,0469	1209,0297	OK	OK
Lt 2	3667,0279	3350,6976	1313,0469	1209,0297	OK	OK
Lt 1	3751,5627	3454,3707	1313,0469	1209,0297	OK	OK

Dari Tabel 4.7, gaya geser pada lantai 9 dan 10 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar, maka nilai redundansi (ρ) pada pemodelan struktur menggunakan dengan nilai redundansi 1,3.

4.2.5. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah arah gempa. Nilai gaya geser setiap lantai didapat dari hasil pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur yang dapat disajikan pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8: Nilai gaya geser pada setiap lantai.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
10	41	<i>Top</i>	557,9188	493,1131
		<i>Bottom</i>	557,9188	493,1131
9	37	<i>Top</i>	1165,5335	1041,2928
		<i>Bottom</i>	1165,5335	1041,2928
8	33	<i>Top</i>	1701,6817	1525,7268
		<i>Bottom</i>	1701,6817	1525,7268
7	29	<i>Top</i>	2177,5665	1954,3587
		<i>Bottom</i>	2177,5665	1954,3587
6	25	<i>Top</i>	2596,1176	2331,7180
		<i>Bottom</i>	2596,1176	2331,7180
5	21	<i>Top</i>	2957,9714	2661,0843
		<i>Bottom</i>	2957,9714	2661,0843

Tabel 4.8: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
4	17	<i>Top</i>	3261,1265	2943,9388
		<i>Bottom</i>	3261,1265	2943,9388
3	13	<i>Top</i>	3499,8829	3175,9785
		<i>Bottom</i>	3499,8829	3175,9785
2	9	<i>Top</i>	3667,0279	3350,6976
		<i>Bottom</i>	3667,0279	3350,6976
1	5	<i>Top</i>	3751,5627	3454,3707
		<i>Bottom</i>	3751,5627	3454,3707
0	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

Pada Tabel 4.8, menunjukkan gaya geser maksimum dari masing-masing arah saja. Untuk gaya geser dasar lantai untuk setiap arah gempa dapat dilihat pada Lampiran B3.1.

4.2.6. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai merupakan selisih nilai defleksi pada pusat massa gedung antara lantai teratas dan lantai dibawahnya. Berdasarkan SNI 1726:2012, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.14. Pada Tabel 4.9 menunjukkan hasil nilai perpindahan dan simpangan antar lantai pada setiap lantai.

Tabel 4.9: Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Tingkat	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/I _e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat Δ_a/ρ (m)	Cek X	Cek Y
		X	Y	X	Y	X	Y			
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
10	4	0,0611	0,0650	0,3359	0,3575	0,0105	0,0092	0,0615	OK	OK
9	4	0,0592	0,0633	0,3254	0,3483	0,0169	0,0163	0,0615	OK	OK
8	4	0,0561	0,0604	0,3085	0,3320	0,0239	0,0235	0,0615	OK	OK
7	4	0,0518	0,0561	0,2846	0,3084	0,0306	0,0302	0,0615	OK	OK

Tabel 4.9: *Lanjutan.*

Tingkat	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat $\Delta a/\rho$	Cek X	Cek Y
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)			
6	4	0,0462	0,0506	0,2540	0,2783	0,0366	0,0361	0,0615	OK	OK
5	4	0,0395	0,0440	0,2174	0,2421	0,0418	0,0413	0,0615	OK	OK
4	4	0,0319	0,0365	0,1756	0,2008	0,0458	0,0457	0,0615	OK	OK
3	4	0,0236	0,0282	0,1298	0,1551	0,0479	0,0491	0,0615	OK	OK
2	4	0,0149	0,0193	0,0820	0,1061	0,0460	0,0514	0,0615	OK	OK
1	5	0,0065	0,0099	0,0360	0,0547	0,0360	0,0547	0,0769	OK	OK
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Pada Tabel 4.9 menunjukkan, perpindahan dan simpangan antar lantai maksimum dari setiap arah saja. Untuk perpindahan dan simpangan antar lantai dari setiap arah dapat dilihat pada Lampiran B3.2.

4.2.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Pemeriksaan ketidakberaturan tingkat lunak dilakukan dengan cara menghitung kekakuan lateral tiap lantai. Perhitungan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 1 dapat dilihat pada Tabel 4.10 dan 4.11.

Tabel 4.10: Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Lantai	Σk_{ix} (kN/m)	Σk_{iy} (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+3}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+3}$ (kN/m)
Lantai 10	241709,83	230990,62	-	-	-	-
Lantai 9	327494,71	296314,39	135,49	128,28	135,49	128,28
Lantai 8	352803,46	317214,02	107,73	107,05	123,96	120,32
Lantai 7	363640,71	327951,48	103,07	103,38	118,32	116,50
Lantai 6	370382,34	334978,47	101,85	102,14	106,44	106,74

Tabel 4.10: *Lanjutan.*

Lantai	Σk_{ix} (kN/m)	Σk_{iy} (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+3}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+3}$ (kN/m)
Lantai 5	376443,79	340429,17	101,64	101,63	103,91	104,20
Lantai 4	384743,87	345480,82	102,20	101,48	103,94	103,30
Lantai 3	403172,96	350742,22	104,79	101,52	106,89	103,07
Lantai 2	438684,18	358405,17	108,81	102,18	113,03	103,72
Lantai 1	573007,06	347480,32	130,62	96,95	140,15	98,84

Tabel 4.11: Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Lantai	Σk_{ix} (kN/m)	Σk_{iy} (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+3}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+3}$ (kN/m)
Lantai 10	241705,61	230990,62	-	-	-	-
Lantai 9	327494,61	296314,39	135,49	128,28	135,49	128,28
Lantai 8	352803,45	317214,02	107,73	107,05	123,96	120,32
Lantai 7	363640,71	327951,48	103,07	103,38	118,32	116,50
Lantai 6	370382,34	334978,47	101,85	102,14	106,44	106,74
Lantai 5	376443,79	340429,17	101,64	101,63	103,91	104,20
Lantai 4	384743,87	345480,82	102,20	101,48	103,94	103,30
Lantai 3	403172,95	350742,22	104,79	101,52	106,89	103,07
Lantai 2	438684,18	358405,17	108,81	102,18	113,03	103,72
Lantai 1	573007,05	347480,32	130,62	96,95	140,15	98,84

Berdasarkan Tabel 4.10 dan 4.11 nilai $\% \Sigma k_{ix+1}$, $\% \Sigma k_{iy+1}$, $\% \Sigma k_{ix+3}$, $\% \Sigma k_{iy+3}$ menunjukkan bahwa kekakuan lateral tiap lantai lebih besar dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya artinya gedung tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) terhadap masing-masing arah.

4.2.8. Ketidakberaturan Torsi

Pada subbab 4.2.2 dapat diketahui bahwa struktur gedung pada Model 1 tidak memiliki ketidakberaturan torsi. Sebab, nilai absis pusat massa adalah sama dengan nilai absis pusat kekakuan yaitu 15 m. Oleh karena itu, struktur tidak memiliki eksentrisitas sehingga tidak dikategorikan sebagai ketidakberaturan torsi.

Walaupun pada Model 1 ini tidak memiliki ketidakberaturan torsi biasa dan berlebihan untuk membuktikannya dapat dilihat pada Tabel 4.12 dan 4.13.

Tabel 4.12: Ketidakberaturan torsi biasa dan torsi berlebihan pada gempa arah x.

Lantai	Rigid diafragma (y/t)	Arah X					
		$\delta_{x_{min}}$	$\delta_{x_{max}}$	$\Delta_{x_{min}}$	$\Delta_{x_{max}}$	Ratio	A _x
		m	m	m	m		
Lantai 10	<i>rigid</i>	0,0611	0,0611	0,0019	0,0019	0,9997	0,694
Lantai 9	<i>rigid</i>	0,0592	0,0592	0,0031	0,0031	1,0000	0,694
Lantai 8	<i>rigid</i>	0,0561	0,0561	0,0043	0,0043	1,0000	0,694
Lantai 7	<i>rigid</i>	0,0518	0,0518	0,0056	0,0056	1,0000	0,694
Lantai 6	<i>rigid</i>	0,0462	0,0462	0,0067	0,0067	1,0000	0,694
Lantai 5	<i>rigid</i>	0,0395	0,0395	0,0076	0,0076	1,0001	0,695
Lantai 4	<i>rigid</i>	0,0319	0,0319	0,0083	0,0083	0,9999	0,694
Lantai 3	<i>rigid</i>	0,0236	0,0236	0,0087	0,0087	1,0001	0,695
Lantai 2	<i>rigid</i>	0,0149	0,0149	0,0084	0,0084	1,0000	0,694
Lantai 1	<i>rigid</i>	0,0065	0,0065	0,0065	0,0065	1,0000	0,694

Tabel 4.13: Ketidakberaturan torsi biasa dan torsi berlebihan pada gempa arah y.

Lantai	Rigid diafragma (y/t)	Arah Y					
		$\delta_{y_{min}}$	$\delta_{y_{max}}$	$\Delta_{y_{min}}$	$\Delta_{y_{max}}$	Ratio	A _y
		m	m	m	m		
Lantai 10	<i>rigid</i>	0,0650	0,0650	0,0017	0,0017	1,0003	0,695
Lantai 9	<i>rigid</i>	0,0633	0,0633	0,0030	0,0030	1,0000	0,694
Lantai 8	<i>rigid</i>	0,0604	0,0604	0,0043	0,0043	1,0000	0,694
Lantai 7	<i>rigid</i>	0,0561	0,0561	0,0055	0,0055	1,0000	0,694
Lantai 6	<i>rigid</i>	0,0506	0,0506	0,0066	0,0066	1,0000	0,694
Lantai 5	<i>rigid</i>	0,0440	0,0440	0,0075	0,0075	1,0001	0,695
Lantai 4	<i>rigid</i>	0,0365	0,0365	0,0083	0,0083	1,0000	0,694
Lantai 3	<i>rigid</i>	0,0282	0,0282	0,0089	0,0089	1,0000	0,694
Lantai 2	<i>rigid</i>	0,0193	0,0193	0,0093	0,0093	1,0001	0,695
Lantai 1	<i>rigid</i>	0,0099	0,0099	0,0099	0,0099	1,0000	0,694

Dari Tabel 4.12 dan 4.13 dapat dilihat bahwa tidak ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap simpangan antar lantai tingkat rata-rata yang lebih dari 1,2 sehingga struktur gedung pada Model 1 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun arah y.

4.2.9. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Berdasarkan SNI 1726:2012, ketidakberaturan berat (massa) didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat didekatnya. Pemeriksaan ketidakberaturan berat (massa) dilakukan dengan cara menghitung berat gedung per lantai. Pemeriksaan gedung dengan ketidakberaturan massa dapat dilihat pada Tabel 4.14.

Tabel 4.14: Ketidakberaturan berat (massa).

Lantai	W _x (Kg)	W _y (Kg)	%W _{x±1}	%W _{y±1}	Cek	Cek
					%W _{x±1} > 150%	%W _{y±1} > 150%
Lantai 10	483993,16	483993,2	81,96%	81,96%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 9	590515,85	590515,9	122,01%	122,01%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 8	590515,85	590515,9	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 7	590515,85	590515,9	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 6	590515,85	590515,9	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 5	590515,85	590515,9	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 4	590515,85	590515,9	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 3	590515,85	590515,9	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 2	590515,85	590515,9	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 1	605378,3	605378,3	102,52%	102,52%	Tidak Ada	Tidak Ada

Pada Tabel 4.14 didapat nilai %W_{±1} lebih kecil dari 150%. Sesuai SNI 1726:2012 gedung didefinisikan sebagai tanpa ketidakberaturan berat (massa).

4.2.10. Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, pengaruh P-Delta ditentukan berdasarkan nilai koefisien stabilitas (θ). Jika nilai koefisien stabilitas lebih kecil dari 0,1 maka pengaruh P-Delta dapat diabaikan. Berikut ini hasil perhitungan P-Delta masing-masing arah baik arah x dan y yang disajikan pada Tabel 4.15 dan 4.16.

Tabel 4.15: Perhitungan P-Delta pada arah x berdasarkan SNI 1726:2012.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
10	41	0,0105	557,9188	4747,9729	4747,973	0,00040	OK
9	37	0,0169	1165,5335	5792,9605	10540,933	0,00075	OK
8	33	0,0239	1701,6817	5792,9605	16333,894	0,00126	OK
7	29	0,0306	2177,5665	5792,9605	22126,854	0,00195	OK
6	25	0,0366	2596,1176	5792,9605	27919,815	0,00287	OK
5	21	0,0418	2957,9714	5792,9605	33712,775	0,00412	OK
4	17	0,0458	3261,1265	5792,9605	39505,736	0,00593	OK
3	13	0,0479	3499,8829	5792,9605	45298,696	0,00866	OK
2	9	0,0460	3667,0279	5792,9605	51091,657	0,01294	OK
1	5	0,0360	3751,5627	5938,7611	57030,418	0,01991	OK

Tabel 4.16: Perhitungan P-Delta pada arah y berdasarkan SNI 1726:2012.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_y (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_y)	Cek
10	41	0,0092	493,1131	4747,9729	4747,973	0,00039	OK
9	37	0,0163	1041,2928	5792,9605	10540,933	0,00081	OK
8	33	0,0235	1525,7268	5792,9605	16333,894	0,00139	OK
7	29	0,0302	1954,3587	5792,9605	22126,854	0,00214	OK
6	25	0,0361	2331,7180	5792,9605	27919,815	0,00315	OK
5	21	0,0413	2661,0843	5792,9605	33712,775	0,00453	OK
4	17	0,0457	2943,9388	5792,9605	39505,736	0,00656	OK
3	13	0,0491	3175,9785	5792,9605	45298,696	0,00979	OK
2	9	0,0514	3350,6976	5792,9605	51091,657	0,01583	OK
1	5	0,0547	3454,3707	5938,7611	57030,418	0,03282	OK

Pada Tabel 4.15 dan 4.16 menunjukkan nilai stabilitas rasio (θ) untuk masing-masing arah baik arah x dan y. Sesuai SNI 1726:2012 pada semua lantai kurang dari 0,1 sehingga pengaruh P-Delta dapat diabaikan.

4.2.11. Rasio Momen Kolom-Balok

Dalam perencanaan struktur tahan gempa, sambungan balok dengan kolom diharapkan mampu berperilaku secara inelastis penuh. Struktur rangka harus didesain berperilaku kolom kuat-balok lemah untuk memastikan tidak terjadi sendi plastis di kolom, yang dapat menyebabkan *story mechanisms*. Berdasarkan SNI 7860:2015, struktur rangka momen khusus harus memenuhi persyaratan pada subbab 2.6.2.2.

Pemeriksaan rasio momen kolom-balok dapat dilihat pada Tabel 4.17. Adapun analisis perhitungan rasio momen kolom-balok dapat dilihat pada Lampiran C1.

Tabel 4.17: Rasio Momen kolom-balok untuk Model 1.

$\sum M_{pc}^*$	$\sum M_{pb}^*$	Rasio Momen	Cek
6262,7964	3459,7963	1,810	OK

Pada Tabel 4.17, menunjukkan bahwa nilai rasio momen kolom-balok lebih besar dari 1,0 artinya struktur gedung Model 1 didesain berperilaku kolom kuat-balok lemah.

4.3. Hasil Analisis Model 2

4.3.1. Analisis Respons Spektrum Ragam

Sesuai SNI 1726:2012, analisis yang dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Pada Model 1, kombinasi ragam model partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum UX* dan *Sum UY*) pada *mode 5*, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.18.

Tabel 4.18: Data hasil analisis ragam getar *output* program analisis struktur.

<i>Modal Participating Mass Ratio</i>					
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i> sec	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum UZ</i>
Modal	1	1,85	2,92E-06	0,846	0
Modal	2	1,684	0,811	0,8461	0
Modal	3	1,556	0,8182	0,8465	0
Modal	4	0,608	0,8182	0,941	0
Modal	5	0,538	0,9169	0,941	0
Modal	6	0,505	0,9179	0,941	0
Modal	7	0,353	0,9179	0,9723	0
Modal	8	0,298	0,9547	0,9723	0
Modal	9	0,288	0,9568	0,9723	0
Modal	10	0,241	0,9568	0,9862	0
Modal	11	0,194	0,9717	0,9862	0
Modal	12	0,189	0,9768	0,9862	0

Dapat dilihat pada Tabel 4.19 persentase nilai periode yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.19: Data hasil selisih persentase analisis ragam getar.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	8,97%	OKE	TIDAK OKE
T2-T3	7,60%	OKE	TIDAK OKE
T3-T4	60,93%	TIDAK OKE	OKE
T4-T5	11,51%	OKE	TIDAK OKE
T5-T6	6,13%	OKE	TIDAK OKE
T6-T7	30,10%	TIDAK OKE	OKE
T7-T8	15,58%	TIDAK OKE	OKE
T8-T9	3,36%	OKE	TIDAK OKE
T9-T10	16,32%	TIDAK OKE	OKE
T10-T11	19,50%	TIDAK OKE	OKE
T11-T12	2,58%	OKE	TIDAK OKE

Berdasarkan pada Tabel 4.19, analisis yang digunakan adalah Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/ CQC*), karena

nilai perioda rata-rata yang didapat memiliki waktu getar yang berdekatan yaitu selisihnya lebih kecil dari 15%.

4.3.2. Berat Struktur

Besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat struktur dari suatu bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menahan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan. Pada tugas akhir ini, perhitungan berat bangunan diambil dari analisis menggunakan program analisis struktur.

Peneliti tidak melakukan analisis perhitungan manual, sebab program analisis struktur telah menghitung berat struktur secara otomatis. Adapun massa struktur gedung dari hasil analisis program analisis struktur yang disajikan dalam Tabel 4.20.

Tabel 4.20: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan.

Lantai	Massa X	Massa Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
Lt. 10	730903,88	730903,88	14,5129	14,0644	15	15
Lt. 9	746785,87	746785,87	14,3485	14,3732	15	15
Lt. 8	720114,31	720114,31	15,0525	15,2894	15	15
Lt. 7	732889,32	732889,32	15,1176	14,0979	15	15
Lt. 6	741349,51	741349,51	15,5839	16,0291	15	15
Lt. 5	736997,39	736997,39	15,8976	15,0818	15	15
Lt. 4	757541,65	757541,65	14,3493	14,4343	15	15
Lt. 3	638774,61	638774,61	14,5122	15,1946	15	15
Lt. 2	735408,1	735408,1	14,549	14,0597	15	15
Lt. 1	487909,52	487909,52	15	15	15	15
Total	7028674,2	7028674,2				

Pada Tabel 4.20, menunjukkan hasil massa struktur bangunan per lantai, dimana nilai absis pusat massa tidak sama dengan nilai absis pusat kekakuan. Hal ini dipengaruhi oleh, massa tidak seragam yaitu beban hidup tidak seragam per lantai sesuai dengan fungsi ruang sehingga absis pusat massanya berbeda setiap

lantai. Nilai absis pusat kekakuan adalah 15 m, sama dengan Model 1 karena dimensi profil kolom dan balok memiliki ukuran yang sama serta simetris terhadap sumbu x dan y.

4.3.3. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, kombinasi respon dinamik untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_1) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya geser dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} \geq 1$$

Dimana:

V_t = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan

V_1 = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen

Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen dan respons spektrum tertera pada Tabel 4.21 dan Tabel 4.22.

Tabel 4.21: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen.

Arah Gempa	V_1 (kN)
Gempa X	4905,2048
Gempa Y	4465,0621

Untuk analisis perhitungan V_1 dapat dilihat pada Lampiran B2.

Tabel 4.22: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum *output* program analisis struktur.

<i>Base Reaction</i>				
<i>Output Case</i>	<i>Case Type</i>	<i>Step Type</i>	<i>Global F_x</i>	<i>Global F_y</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	kN	kN
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	4080,3646	1156,1839
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	1224,1778	3853,7113

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_i , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut.

Syarat : $V_i \geq 0,85 V_I$

EQX : $4080,3646 \text{ kN} \geq 0,85 \times 4905,2048 \text{ kN}$
: $4080,3646 \text{ kN} \leq 4169,4121 \text{ kN}$ (Tidak Memenuhi Syarat)

EQY : $3853,7113 \text{ kN} \geq 0,85 \times 4465,0621 \text{ kN}$
: $3853,7113 \text{ kN} \geq 4465,0621 \text{ kN}$ (Memenuhi Syarat)

Dari perhitungan di atas bahwa nilai gaya geser dasar ragam (V_i) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar statik ekuivalen (V_I) untuk arah x, maka ordinat respon spektrum harus dikalikan dengan faktor skala. Berikut ini nilai faktor skala untuk masing-masing arah.

Syarat : $0,85 \frac{V_1}{V_t} \geq 1$

EQX : $0,85 \frac{4905,2048}{4080,3646} \geq 1$
: $1,0218 \geq 1$

Tabel 4.23: Perbandingan gaya geser dasar statik dan dinamik serta faktor skala.

Vt (CQC)	0,85*Cs W (ELF)	Faktor Skala
(X-Dir) - (kN)	(X-Dir) - (kN)	Arah X
4080,3646	4169,4241	1,0218

4.3.4. Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan subbab 2.5.10 (3), untuk struktur yang dirancang kategori desain seismik D, redundansi (ρ) harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana redundansi (ρ) diijinkan diambil 1,0. Salah satu kondisi untuk menentukan yaitu masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi (ρ) diijinkan diambil 1,0.

Apabila kondisi tersebut tidak terpenuhi, maka redundansi (ρ) 1,0 harus diganti dengan redundansi (ρ) 1,3. Sebagaimana tertera pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redundansi (ρ) 1,0.

Lantai	V_x (kN)	V_y kN	35 % V_x <i>Base Shear</i>	35 % V_y <i>Base Shear</i>	Kontrol	Kontrol
Lt 10	533,6491	472,0270	1459,2985	1348,7990	NOT OK	NOT OK
Lt 9	1248,6234	1119,2422	1459,2985	1348,7990	NOT OK	NOT OK
Lt 8	1786,8505	1608,9936	1459,2985	1348,7990	OK	OK
Lt 7	2349,4489	2117,9456	1459,2985	1348,7990	OK	OK
Lt 6	2829,7385	2552,0862	1459,2985	1348,7990	OK	OK
Lt 5	3246,9044	2932,6581	1459,2985	1348,7990	OK	OK
Lt 4	3596,3951	3257,9987	1459,2985	1348,7990	OK	OK
Lt 3	3868,5397	3522,5730	1459,2985	1348,7990	OK	OK
Lt 2	4069,9468	3732,4680	1459,2985	1348,7990	OK	OK
Lt 1	4169,4242	3853,7113	1459,2985	1348,7990	OK	OK

Dari Tabel 4.24, gaya geser pada lantai 9 dan 10 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar, maka nilai redundansi (ρ) pada pemodelan struktur menggunakan dengan nilai redundansi 1,3.

4.3.5. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah arah gempa. Nilai gaya geser setiap lantai didapat dari hasil pemodelan struktur dengan menggunakan *software* program analisis struktur yang dapat disajikan pada Tabel 4.25.

Tabel 4.25: Nilai gaya geser pada setiap lantai.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V_x	V_y
	(m)		(kN)	(kN)
10	41	<i>Top</i>	533,6491	472,0270
		<i>Bottom</i>	533,6491	472,0270
9	37	<i>Top</i>	1248,6234	1119,2422
		<i>Bottom</i>	1248,6234	1119,2422

Tabel 4.25: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
8	33	<i>Top</i>	1786,8505	1608,9936
		<i>Bottom</i>	1786,8505	1608,9936
7	29	<i>Top</i>	2349,4489	2117,9456
		<i>Bottom</i>	2349,4489	2117,9456
6	25	<i>Top</i>	2829,7385	2552,0862
		<i>Bottom</i>	2829,7385	2552,0862
5	21	<i>Top</i>	3246,9044	2932,6581
		<i>Bottom</i>	3246,9044	2932,6581
4	17	<i>Top</i>	3596,3951	3257,9987
		<i>Bottom</i>	3596,3951	3257,9987
3	13	<i>Top</i>	3868,5397	3522,5730
		<i>Bottom</i>	3868,5397	3522,5730
2	9	<i>Top</i>	4069,9468	3732,4680
		<i>Bottom</i>	4069,9468	3732,4680
1	5	<i>Top</i>	4169,4242	3853,7113
		<i>Bottom</i>	4169,4242	3853,7113
0	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

Pada Tabel 4.25, menunjukkan gaya geser maksimum dari masing-masing arah saja. Untuk gaya geser dasar lantai untuk setiap arah gempa dapat dilihat pada Lampiran B3.1.

Dari uraian gaya geser lantai Model 1 dan 2 yang tertera pada Tabel 4.8 dan 4.25, menunjukkan nilai gaya geser dasar pada Model 2 lebih besar daripada Model 1. Namun, gaya geser lantai pada lantai 10 pada Model 1 lebih relatif lebih besar. Hal ini dipengaruhi oleh beban hidup tidak seragam perlantai sesuai dengan fungsi ruang pada Model 2. Dengan selisih persentase berat struktur Model 1 dan 2 yaitu 17,289 %.

4.3.6. Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a) seperti yang diperlihatkan pada

Tabel 2.14. Pada Tabel 4.26 menunjukkan hasil nilai perpindahan dan simpangan antar lantai pada setiap lantai.

Tabel 4.26: Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Tingkat	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d / I_e$)		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat Δ_a / p	Cek	
		X	Y	X	Y	X	Y		X	Y
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
10	4	0,0665	0,0711	0,3655	0,3909	0,0096	0,0090	0,0615	OK	OK
9	4	0,0647	0,0694	0,3559	0,3819	0,0188	0,0171	0,0615	OK	OK
8	4	0,0613	0,0663	0,3371	0,3648	0,0244	0,0247	0,0615	OK	OK
7	4	0,0569	0,0618	0,3127	0,3401	0,0334	0,0329	0,0615	OK	OK
6	4	0,0508	0,0559	0,2793	0,3072	0,0404	0,0391	0,0615	OK	OK
5	4	0,0435	0,0487	0,2390	0,2681	0,0444	0,0452	0,0615	OK	OK
4	4	0,0354	0,0405	0,1946	0,2229	0,0510	0,0504	0,0615	OK	OK
3	4	0,0261	0,0314	0,1436	0,1725	0,0525	0,0543	0,0615	OK	OK
2	4	0,0166	0,0215	0,0911	0,1182	0,0510	0,0572	0,0615	OK	OK
1	5	0,0073	0,0111	0,0401	0,0610	0,0401	0,0610	0,0769	OK	OK
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Pada Tabel 4.26, menunjukkan perpindahan dan simpangan antar lantai maksimum dari setiap arah saja. Dari Tabel 4.9 dan 4.26, perpindahan total struktur dan simpangan antar lantai yang terjadi pada Model 2 lebih besar dari Model 1. Sebab, massa total struktur bangunan Model 2 yaitu memiliki beban hidup tidak seragam per lantai sesuai dengan fungsi ruang lebih besar dibandingkan dengan Model 1 yaitu memiliki beban hidup seragam per lantai. Dengan selisih persentase berat struktur Model 1 dan 2 yaitu 17,289 %.

4.3.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Pemeriksaan ketidakberaturan tingkat lunak dilakukan dengan cara menghitung kekakuan lateral tiap lantai. Perhitungan ketidakberaturan

kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 2 dapat dilihat pada Tabel 4.27 dan 4.28.

Tabel 4.27: Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Lantai	Σk_{ix} (kN/m)	Σk_{iy} (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+3}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+3}$ (kN/m)
Lantai 10	222993,82	206198,64	-	-	-	-
Lantai 9	333687,14	288489,31	149,64	139,91	149,64	139,91
Lantai 8	349548,45	301550,75	104,75	104,53	125,58	121,92
Lantai 7	365968,12	316639,09	104,70	105,00	121,15	119,30
Lantai 6	373224,24	325061,88	101,98	102,66	106,72	107,56
Lantai 5	378864,44	331433,6	101,51	101,96	104,40	105,41
Lantai 4	387366,05	336674,21	102,24	101,58	103,94	103,79
Lantai 3	400691,09	341665,52	103,44	101,48	105,50	103,20
Lantai 2	437991,89	350198,04	109,31	102,50	112,60	104,04
Lantai 1	571355,97	341644,42	130,45	97,56	139,80	99,65

Tabel 4.28: Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Lantai	Σk_{ix} (kN/m)	Σk_{iy} (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+3}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+3}$ (kN/m)
Lantai 10	222362,62	213012,31	-	-	-	-
Lantai 9	332075,84	298371,32	149,34	140,07	149,34	140,07
Lantai 8	347492,53	312049,89	104,64	104,58	125,35	122,04
Lantai 7	363863,58	327508,67	104,71	104,95	121,03	119,32
Lantai 6	371688,33	334893,21	102,15	102,25	106,87	107,12
Lantai 5	377623,45	340406,97	101,60	101,65	104,60	104,80
Lantai 4	386171,56	345404,67	102,26	101,47	104,07	103,33
Lantai 3	398890,64	350229,18	103,29	101,40	105,39	102,94
Lantai 2	435748,25	358609,7	109,24	102,39	112,43	103,84
Lantai 1	567616,98	347576,85	130,26	96,92	139,49	98,91

Berdasarkan Tabel 4.27 dan 4.28 nilai $\% \Sigma k_{ix+1}$, $\% \Sigma k_{iy+1}$, $\% \Sigma k_{ix+3}$, $\% \Sigma k_{iy+3}$ menunjukkan bahwa kekakuan lateral tiap lantai lebih besar dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya artinya gedung tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) terhadap masing-masing arah.

4.3.8. Ketidakberaturan Torsi

Pada subbab 4.3.2 dapat diketahui bahwa struktur gedung pada Model 2 memiliki eksentrisitas disebabkan oleh nilai absis pusat massa dan nilai absis pusat massa tidak berimpit satu sama lain. Sehingga pada Model 2 harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Adapun kontrol ketidakberaturan torsi pada arah x dan y untuk Model 2 dapat dilihat pada Tabel 4.29 dan 4.30.

Tabel 4.29: Ketidakberaturan torsi biasa dan torsi berlebih pada gempa arah x.

Lantai	Rigid diafragma (y/t)	Arah X					
		δx_{min}	δx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio	A_x
		m	m	m	m		
Lantai 10	<i>rigid</i>	0,0636	0,0698	0,0019	0,0020	1,0435	0,756
Lantai 9	<i>rigid</i>	0,0617	0,0677	0,0030	0,0034	1,0572	0,776
Lantai 8	<i>rigid</i>	0,0587	0,0644	0,0043	0,0048	1,0541	0,772
Lantai 7	<i>rigid</i>	0,0544	0,0595	0,0057	0,0063	1,0531	0,770
Lantai 6	<i>rigid</i>	0,0487	0,0532	0,0069	0,0076	1,0476	0,762
Lantai 5	<i>rigid</i>	0,0418	0,0456	0,0080	0,0087	1,0409	0,752
Lantai 4	<i>rigid</i>	0,0338	0,0370	0,0088	0,0096	1,0415	0,753
Lantai 3	<i>rigid</i>	0,0250	0,0274	0,0092	0,0100	1,0419	0,754
Lantai 2	<i>rigid</i>	0,0158	0,0174	0,0089	0,0097	1,0448	0,758
Lantai 1	<i>rigid</i>	0,0069	0,0077	0,0069	0,0077	1,0509	0,767

Tabel 4.30: Ketidakberaturan torsi biasa dan torsi berlebih pada gempa arah y.

Lantai	Rigid diafragma (y/t)	Arah Y					
		δy_{min}	δy_{max}	Δy_{min}	Δy_{max}	Ratio	A_y
		m	m	m	m		
Lantai 10	<i>rigid</i>	0,0697	0,0725	0,0016	0,0017	1,0227	0,726
Lantai 9	<i>rigid</i>	0,0681	0,0708	0,0030	0,0032	1,0294	0,736
Lantai 8	<i>rigid</i>	0,0651	0,0676	0,0043	0,0046	1,0336	0,742
Lantai 7	<i>rigid</i>	0,0607	0,0629	0,0057	0,0061	1,0332	0,741
Lantai 6	<i>rigid</i>	0,0550	0,0568	0,0070	0,0073	1,0242	0,728
Lantai 5	<i>rigid</i>	0,0481	0,0495	0,0081	0,0084	1,0176	0,719
Lantai 4	<i>rigid</i>	0,0400	0,0411	0,0090	0,0093	1,0150	0,716
Lantai 3	<i>rigid</i>	0,0309	0,0318	0,0097	0,0100	1,0146	0,715
Lantai 2	<i>rigid</i>	0,0212	0,0218	0,0102	0,0106	1,0150	0,715
Lantai 1	<i>rigid</i>	0,0109	0,0112	0,0109	0,0112	1,0131	0,713

Dari Tabel 4.29 dan 4.30 dapat dilihat bahwa tidak ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap simpangan antar lantai tingkat rata-rata yang lebih dari 1,2 sehingga struktur gedung pada Model 2 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun arah y. Perbandingan rasio pada Model 1 dan 2 menunjukkan bahwa rasio Model 2 sedikit lebih besar dibandingkan dengan rasio pada Model 1. Hal ini dikarenakan adanya beban hidup tidak seragam per lantai sesuai dengan fungsi ruang pada Model 2. Dari Model 1 dan 2 dapat disimpulkan bahwa struktur gedung tidak memiliki ketidakberaturan torsi.

4.3.9. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Dengan beban hidup tidak seragam sesuai dengan fungsi ruang per lantainya, sehingga diperlukan untuk memeriksa ketidakberaturan massa. Pemeriksaan gedung dengan ketidakberaturan massa untuk Model 2 dapat dilihat pada Tabel 4.31.

Tabel 4.31: Ketidakberaturan berat (massa) untuk Model 2.

Lantai	W_x (Kg)	W_y (Kg)	$\%W_{x\pm 1}$	$\%W_{y\pm 1}$	Cek	Cek
					$\%W_{x\pm 1} > 150\%$	$\%W_{y\pm 1} > 150\%$
Lantai 10	487909,52	487909,52	66,35%	66,35%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 9	735408,1	735408,1	150,73%	150,73%	Ada	Ada
Lantai 8	638774,61	638774,61	84,32%	84,32%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 7	757541,65	757541,65	118,59%	118,59%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 6	736997,39	736997,39	97,29%	97,29%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 5	741349,51	741349,51	101,15%	101,15%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 4	732889,32	732889,32	101,77%	101,77%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 3	720114,31	720114,31	98,26%	98,26%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 2	746785,87	746785,87	102,17%	102,17%	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 1	730903,88	730903,88	97,87%	97,87%	Tidak Ada	Tidak Ada

Pada Tabel 4.31 menunjukkan bahwa terdapat nilai $\%W_{\pm 1}$ melebihi dari 150% pada lantai sembilan. Namun, nilai persentase tersebut diperoleh dari lantai di atasnya yang merupakan atap gedung. Sesuai SNI 1726:2012, dikatakan bahwa

untuk ketidakberaturan massa (berat) untuk atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.

4.3.10. Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, pengaruh P-Delta ditentukan berdasarkan nilai koefisien stabilitas (θ). Jika nilai koefisien stabilitas lebih kecil dari 0,1 maka pengaruh P-Delta dapat diabaikan. Berikut ini hasil perhitungan P-Delta masing-masing arah baik arah x dan y yang disajikan pada Tabel 4.32 dan 4.33.

Tabel 4.32: Perhitungan P-Delta arah x berdasarkan SNI 1726:2012.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
10	41	0,0096	533,6491	4786,392	4786,392	0,00038	OK
9	37	0,0188	1248,6234	7214,353	12000,746	0,00089	OK
8	33	0,0244	1786,8505	6266,379	18267,125	0,00137	OK
7	29	0,0334	2349,4489	7431,484	25698,608	0,00229	OK
6	25	0,0404	2829,7385	7229,944	32928,553	0,00342	OK
5	21	0,0444	3246,9044	7272,639	40201,191	0,00476	OK
4	17	0,0510	3596,3951	7189,644	47390,836	0,00718	OK
3	13	0,0525	3868,5397	7064,321	54455,157	0,01034	OK
2	9	0,0510	4069,9468	7325,969	61781,126	0,01563	OK
1	5	0,0401	4169,4242	7170,167	68951,294	0,02411	OK

Tabel 4.33: Perhitungan P-Delta arah y berdasarkan SNI 1726:2012.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_y (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_y)	Cek
10	41	0,0090	472,0270	4786,392	4786,392	0,00040	OK
9	37	0,0171	1119,2422	7214,353	12000,746	0,00090	OK
8	33	0,0247	1608,9936	6266,379	18267,125	0,00154	OK
7	29	0,0329	2117,9456	7431,484	25698,608	0,00250	OK
6	25	0,0391	2552,0862	7229,944	32928,553	0,00367	OK
5	21	0,0452	2932,6581	7272,639	40201,191	0,00536	OK

Tabel 4.33: *Lanjutan.*

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_y (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_y)	Cek
4	17	0,0504	3257,9987	7189,644	47390,836	0,00784	OK
3	13	0,0543	3522,5730	7064,321	54455,157	0,01174	OK
2	9	0,0572	3732,4680	7325,969	61781,126	0,01913	OK
1	5	0,0610	3853,7113	7170,167	68951,294	0,03968	OK

Pada Tabel 4.32 dan 4.33 menunjukkan nilai stabilitas rasio (θ) untuk masing-masing arah baik arah x dan y. Sesuai SNI 1726:2012 pada semua lantai kurang dari 0,1 sehingga pengaruh P-Delta dapat diabaikan.

4.3.11. Rasio Momen Kolom-Balok

Dalam perencanaan struktur tahan gempa, sambungan balok dengan kolom diharapkan mampu berperilaku secara inelastis penuh. Struktur rangka harus didesain berperilaku kolom kuat-balok lemah untuk memastikan tidak terjadi sendi plastis di kolom, yang dapat menyebabkan *story mechanisms*. Berdasarkan SNI 7860:2015, struktur rangka momen khusus harus memenuhi persyaratan pada subbab 2.6.2.2.

Pemeriksaan rasio momen kolom-balok dapat dilihat pada Tabel 4.34. Adapun analisis perhitungan rasio momen kolom-balok dapat dilihat pada Lampiran C1.

Tabel 4.34: Rasio Momen kolom-balok untuk Model 2.

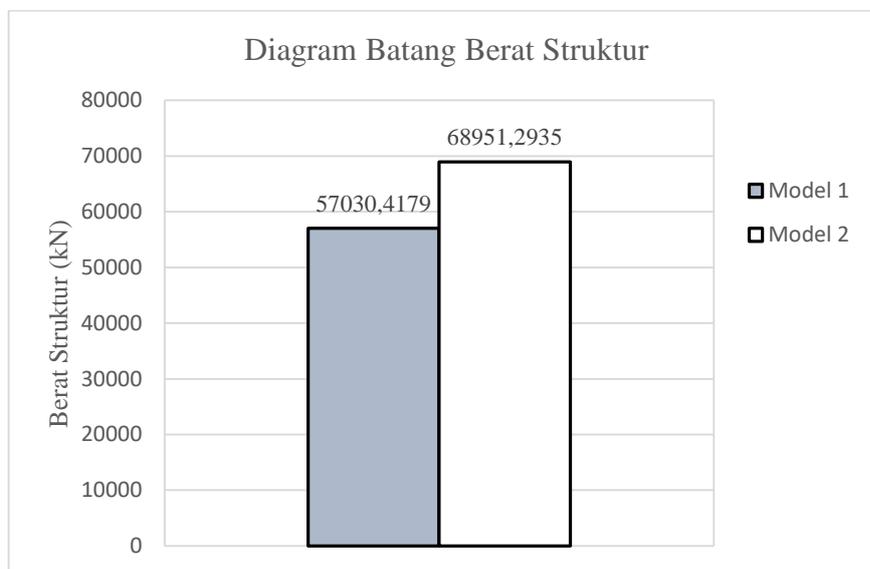
$\sum M_{pc}^*$	$\sum M_{pb}^*$	Rasio Momen	Cek
6180,0804	3616,3492	1,709	OK

Pada Tabel 4.34, menunjukkan bahwa nilai rasio momen kolom-balok lebih besar dari 1,0 artinya struktur gedung Model 2 didesain berperilaku kolom kuat-balok lemah.

4.4. Perbandingan Hasil Pemodelan

4.4.1. Perbandingan Berat Struktur

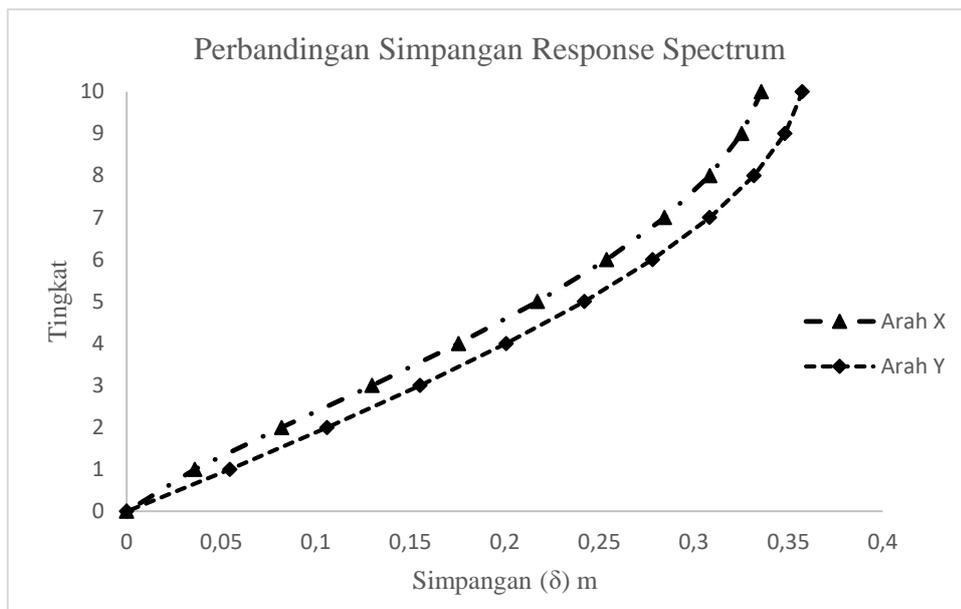
Berat per lantai didapat dari hasil analisis *output* program analisis struktur yang disajikan pada Tabel 4.3 dan 4.20. Pada Gambar 4.1 menunjukkan berat struktur Model 2 lebih besar dibandingkan dengan Model 1. Hal ini disebabkan oleh beban hidup tidak seragam per lantai sesuai dengan fungsi ruang pada Model 2. Adapun selisih persentase berat struktur antara Model 1 dan 2 adalah 17,289 %.



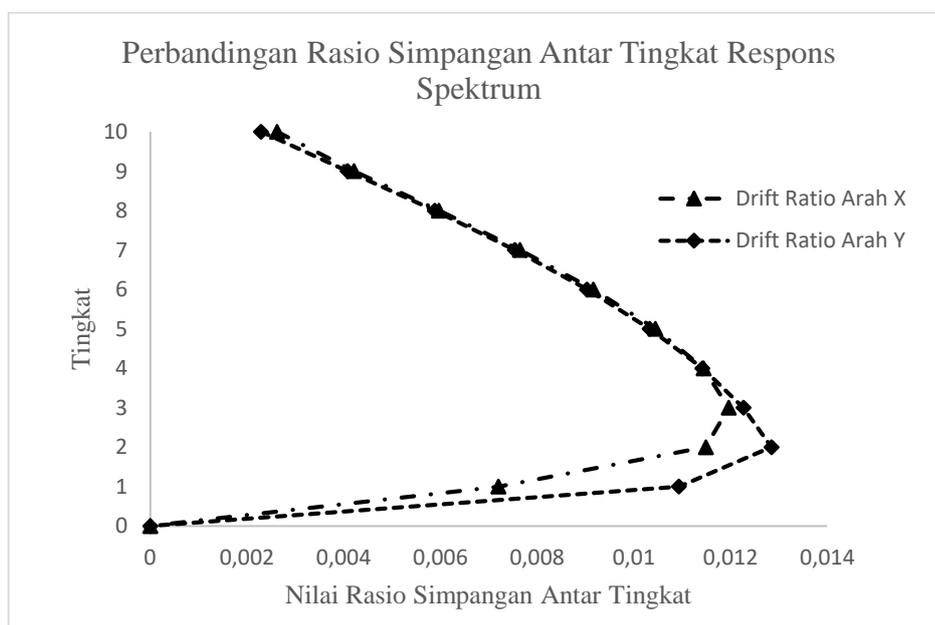
Gambar 4.1: Perbandingan berat struktur pada gedung Model 1 dan 2.

4.4.2. Perbandingan Simpangan Antar Lantai

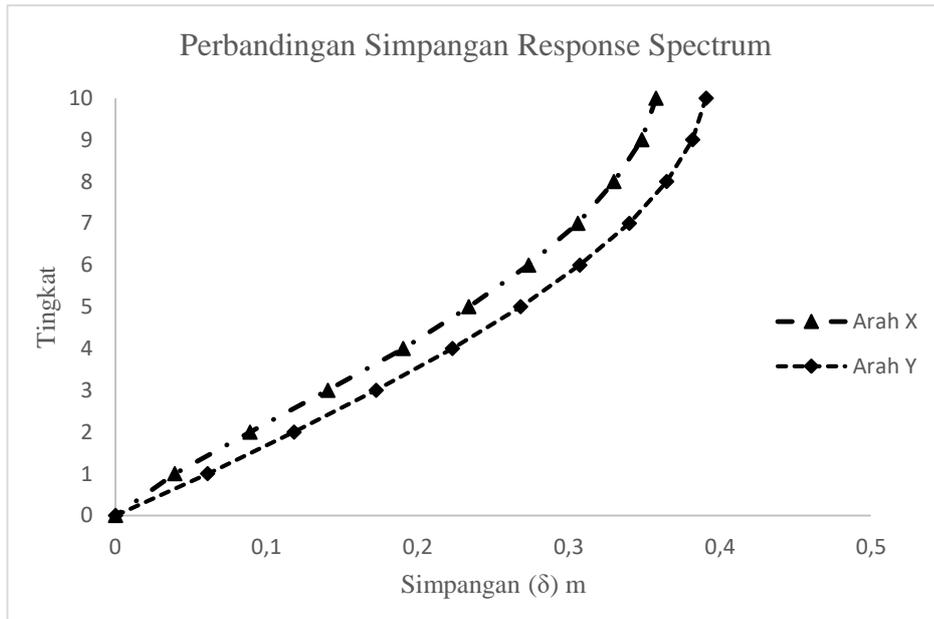
Berdasarkan hasil dari subbab 4.2.6 dan 4.3.6 menunjukkan bahwa perpindahan total struktur dan simpangan antar lantai yang terjadi pada Model 2 lebih besar dibandingkan dengan Model 1. Hal ini dikarenakan berat total struktur Model 2 yaitu beban hidup tidak seragam per lantai sesuai dengan fungsi ruang lebih besar dibandingkan dengan berat total struktur Model 1 yaitu beban hidup seragam per lantai dengan selisih persentase berat struktur yaitu 17,289 %. Berikut ini akan disajikan grafik perbandingan perpindahan total dan rasio simpangan antar lantai pada setiap model dengan analisis respons spektrum ragam, sebagaimana terlihat pada Gambar 4.2-4.9.



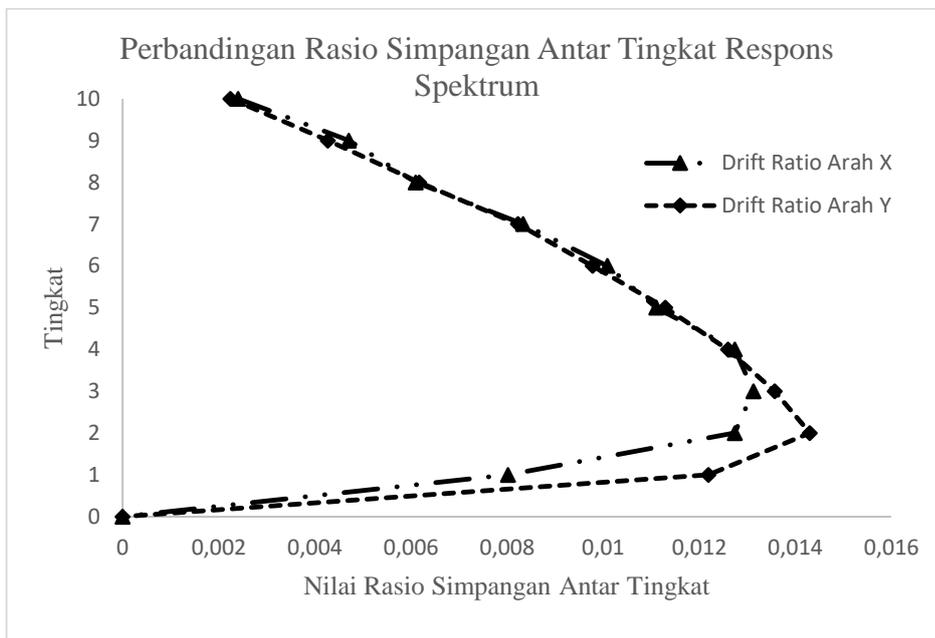
Gambar 4.2: Perbandingan simpangan maksimum arah x dan y pada gedung dengan massa seragam perlantai (Model 1).



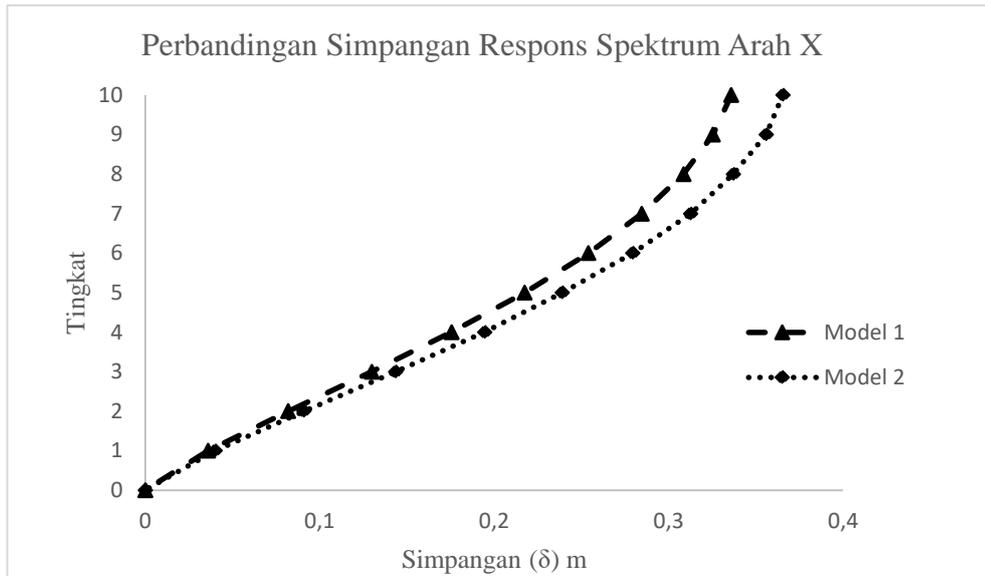
Gambar 4.3: Perbandingan nilai rasio simpangan antar lantai maksimum arah x dan y pada gedung dengan massa seragam perlantai (Model 1).



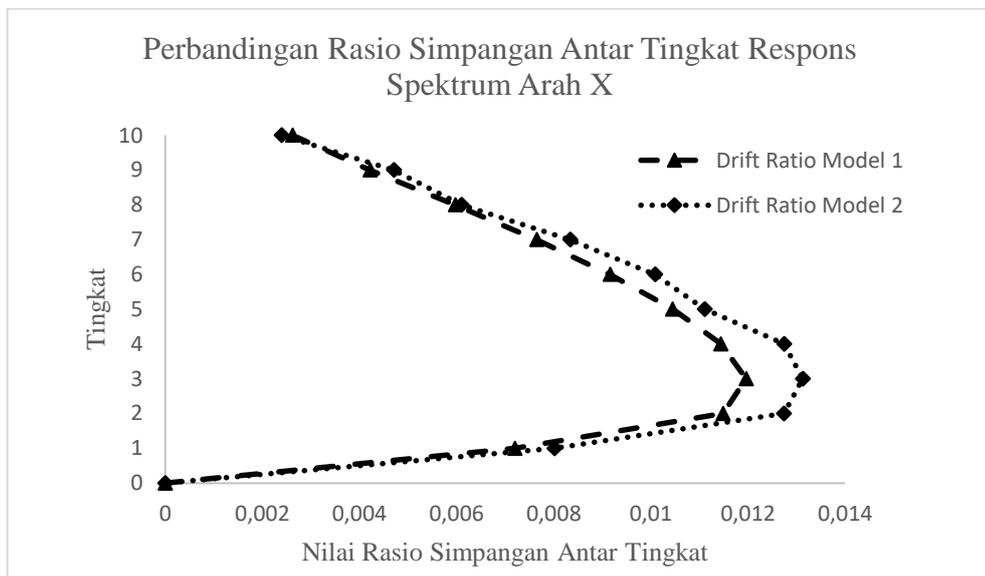
Gambar 4.4: Perbandingan simpangan maksimum arah x dan y pada gedung dengan massa tidak seragam perlantai (Model 2).



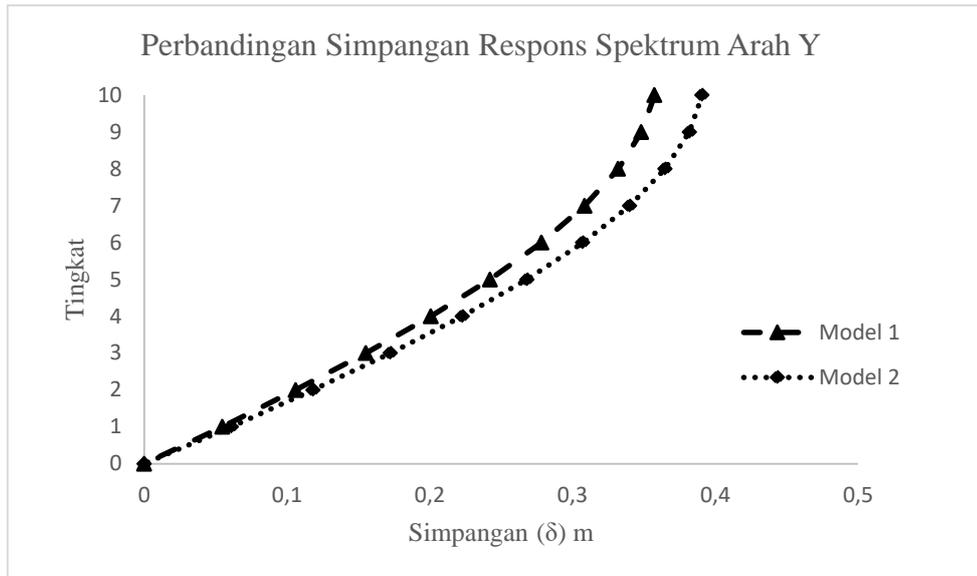
Gambar 4.5: Perbandingan nilai rasio simpangan antar lantai maksimum arah x dan y pada gedung dengan massa tidak seragam perlantai (Model 2).



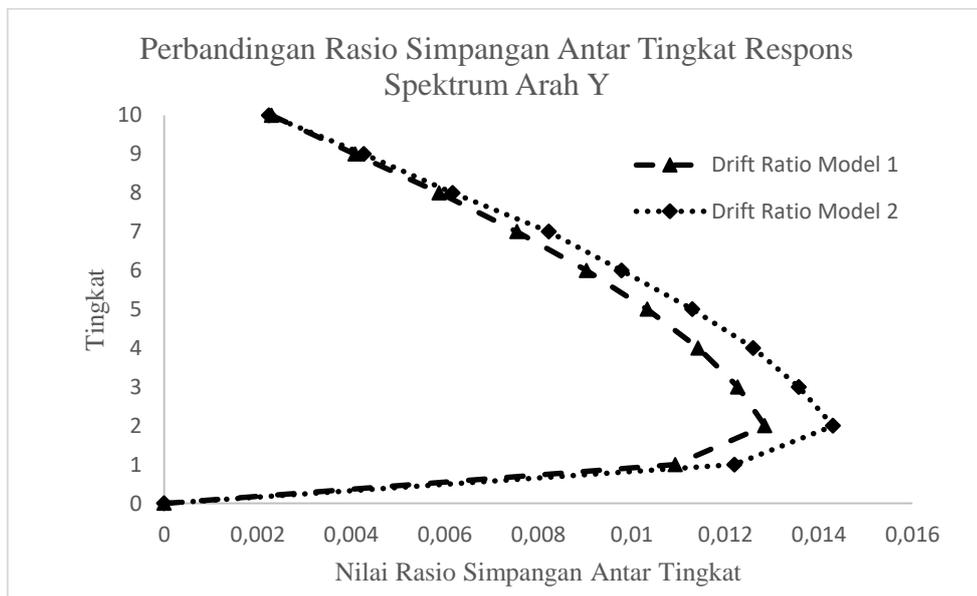
Gambar 4.6: Grafik perbandingan nilai simpangan arah x terhadap ketinggian gedung (Model 1 dan 2).



Gambar 4.7: Grafik perbandingan nilai rasio simpangan antar tingkat arah x terhadap ketinggian gedung (Model 1 dan 2).



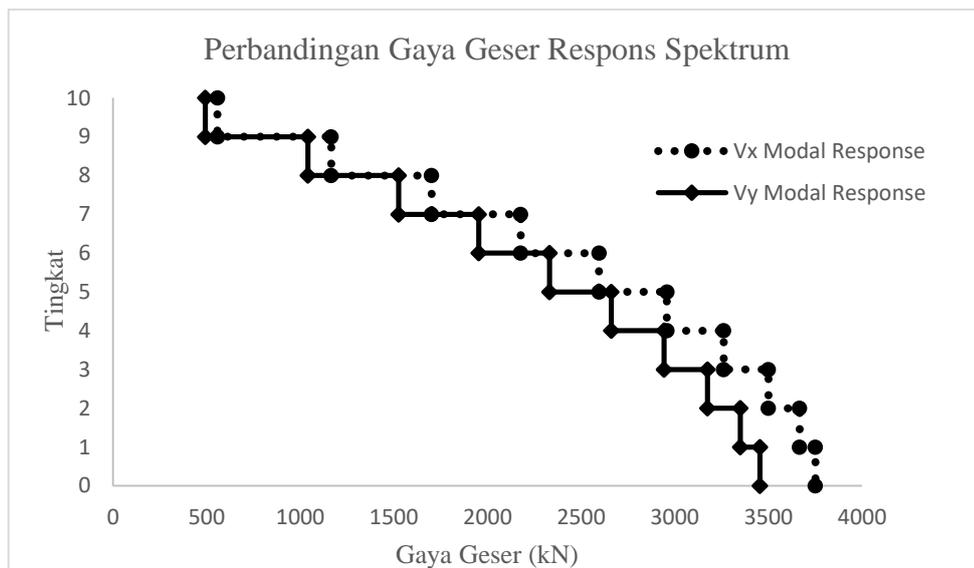
Gambar 4.8: Grafik perbandingan nilai simpangan arah y terhadap ketinggian gedung (Model 1 dan 2).



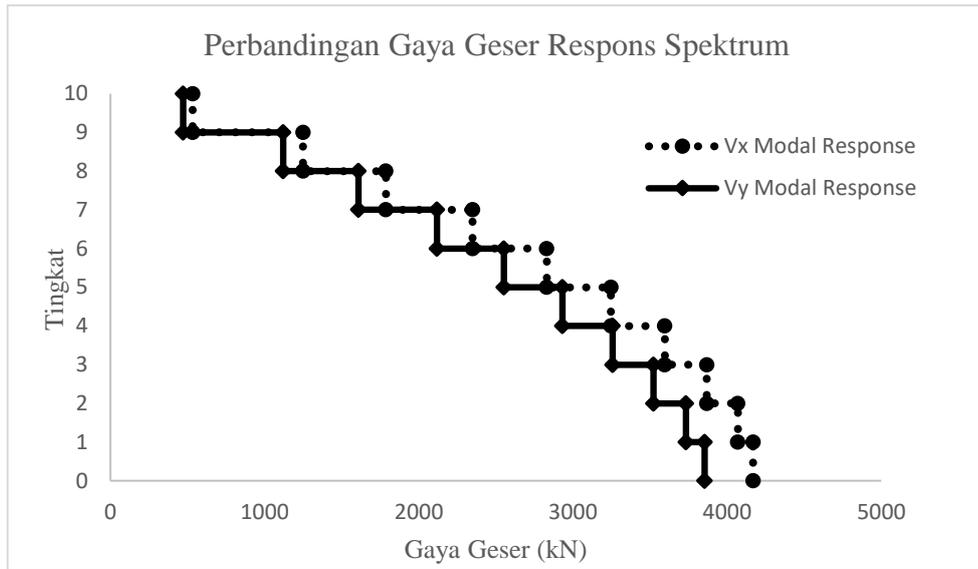
Gambar 4.9: Grafik perbandingan nilai rasio simpangan antar tingkat arah y terhadap ketinggian gedung (Model 1 dan 2).

4.4.3. Perbandingan Gaya Geser Lantai

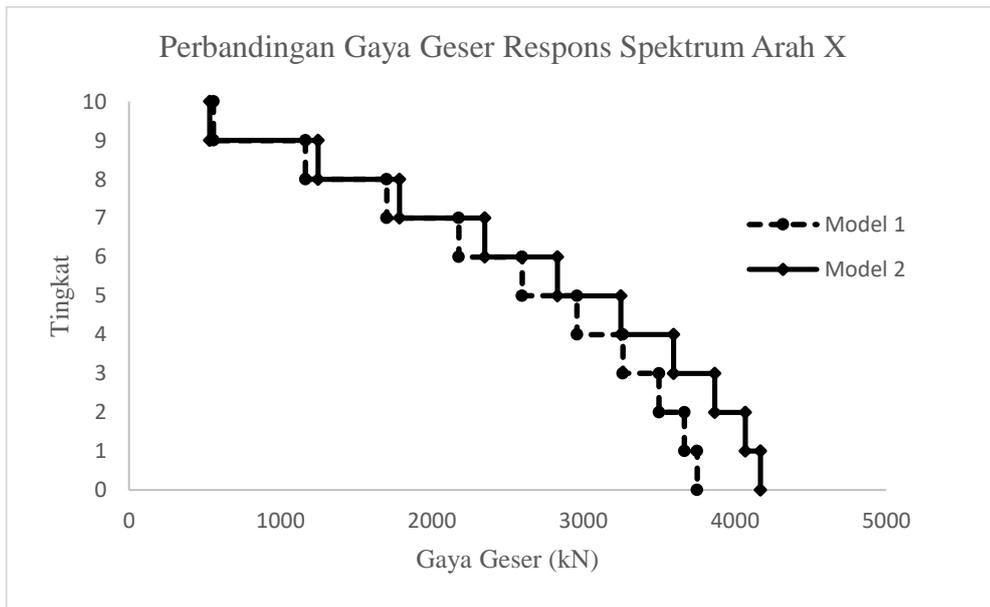
Berdasarkan hasil dari subbab 4.2.5 dan 4.3.5 menunjukkan bahwa gaya geser struktur untuk Model 2 lebih besar dibandingkan dengan Model 1. Hal ini dipengaruhi oleh berat total struktur Model 2 yaitu beban hidup tidak seragam per lantai sesuai dengan fungsi ruang lebih besar dibandingkan dengan berat total struktur Model 1 yaitu beban hidup seragam per lantai dengan selisih persentase berat struktur yaitu 17,289 %. Semakin berat struktur bangunan maka gaya geser yang dihasilkan akan besar juga. Berikut ini akan disajikan grafik perbandingan gaya geser dasar terhadap ketinggian gedung pada setiap model dengan analisis respons spektrum ragam, sebagaimana terlihat pada Gambar 4.10-4.13.



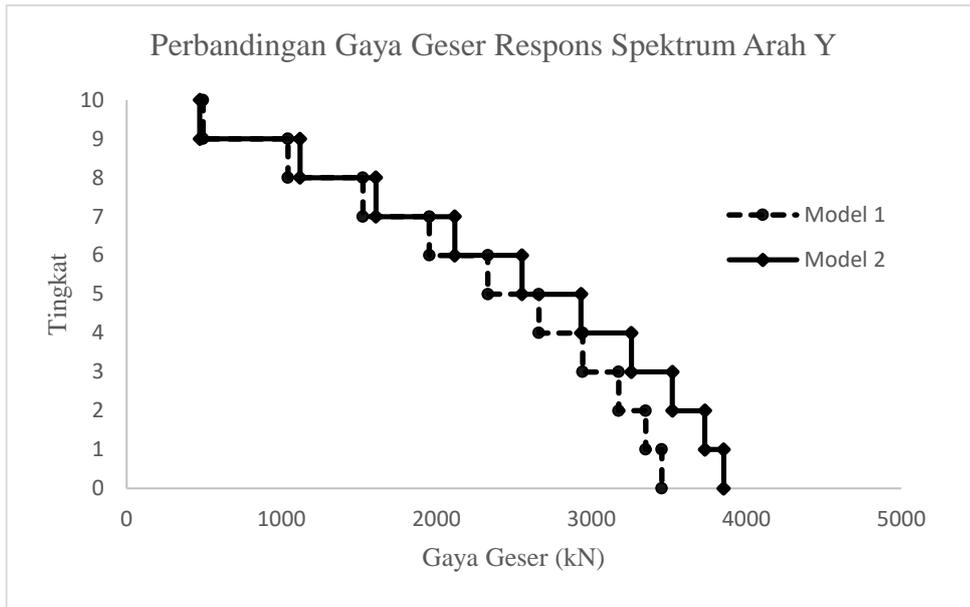
Gambar 4.10: Grafik perbandingan nilai gaya geser dasar pada gedung dengan massa seragam per lantai (Model 1).



Gambar 4.11: Grafik perbandingan nilai gaya geser dasar pada gedung dengan massa tidak seragam per lantai (Model 2).



Gambar 4.12: Grafik perbandingan nilai gaya geser dasar arah x terhadap ketinggian gedung (Model 1 dan 2).



Gambar 4.13: Grafik perbandingan nilai gaya geser dasar arah y terhadap ketinggian gedung (Model 1 dan 2).

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Sesuai hasil analisis dan pembahasan yang telah dilakukan dari kedua model tersebut yaitu struktur rangka pemikul momen khusus dengan beban hidup seragam perlantai dan struktur rangka pemikul momen khusus dengan beban tidak seragam perlantai sesuai dengan fungsi ruang sehingga dapat diambil kesimpulan yaitu:

1. Dari hasil analisis kedua model, maka perioda getar alami masing-masing kedua model tersebut adalah:
 - Perioda getar alami struktur untuk Model 1 yaitu 1,548 detik untuk arah x dan 1,699 detik untuk arah y.
 - Perioda getar alami struktur untuk Model 2 yaitu 1,684 detik untuk arah x dan 1,850 detik untuk arah y .
2. Perpindahan yang terjadi dari kedua model tersebut masih dalam kondisi batas keamanan. Simpangan dari masing-masing kedua model tersebut adalah :
 - Nilai perpindahan total dari Model 1 adalah 0,3359 m untuk arah-x dan 0,3575 m untuk arah y .
 - Nilai perpindahan total dari Model 2 adalah 0,3655 m untuk arah x dan 0,3909 m untuk arah y.

Dapat dilihat bahwa perpindahan total struktur untuk Model 2 pada tingkat maksimumnya lebih besar dari perpindahan total struktur pada tingkat maksimumnya untuk Model 1. Hal ini dikarenakan berat total struktur yang bekerja pada struktur Model 2 lebih besar dengan selisih perpindahan total yaitu 8,111% arah x dan 8,541% arah y.

3. Nilai rasio antara simpangan antar tingkat (*drift ratio*) terbesar yang diperoleh dari masing-masing kedua model model tersebut yaitu:
 - *Drift ratio* Model 1 adalah 0,011964 untuk arah x dan 0,012848 untuk arah y.
 - *Drift ratio* Model 2 adalah 0,01313 untuk arah x dan 0,014306 untuk arah y.

Perbandingan drift ratio antara Model 1 dan 2 pada lantai maksimumnya terjadi pada lantai 3 untuk arah x dengan selisih 8,881% dan arah y pada lantai 2 dengan selisih 10,188%.

4. Nilai Gaya Geser yang dihasilkan dari masing-masing kedua model tersebut adalah:
 - Gaya geser untuk Model 1 yaitu 3751,5627 kN untuk arah x dan 3454,3707 kN untuk arah y.
 - Gaya geser untuk Model 2 yaitu 4169,4242 kN untuk arah x dan 3853,7113 kN untuk arah y.

Gaya geser yang terjadi pada Model 2 lebih besar daripada Model 1. Hal ini dipengaruhi oleh berat total struktur yang dimiliki oleh struktur Model 2 dengan beban hidup tidak seragam per lantai sesuai dengan fungsi ruangnya membuat gaya geser semakin besar juga tergantung dari bebannya. Adapun selisih gaya geser dari kedua model tersebut adalah 10,022% untuk arah x dan 10,362% untuk arah y

5. Persentase kekakuan lateral tiap lantai yang terjadi pada kedua model tersebut menunjukkan tidak ada persentase kekakuan tiap lantainya yang kurang dari 70% untuk satu tingkat di atasnya ataupun kurang dari 80% untuk rata-rata tiga tingkat di atasnya baik arah x maupun arah y. Sehingga struktur gedung dari kedua model tersebut tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak
6. Persentase massa efektif semua tingkat yang terjadi pada kedua model tersebut menunjukkan tidak ada persentase massa efektif yang melebihi 150% dari tingkat di dekatnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur pada Model 1 tidak memiliki ketidakberaturan massa. Sedangkan Model 2 terdapat persentase massa efektif yang melebihi 150% pada lantai sembilan. Akan, tetapi, nilai persentase tersebut disebabkan oleh massa lantai di atasnya yaitu atap gedung. Sesuai SNI 1726:2012, untuk ketidakberaturan berat (massa) untuk atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau. Adapun selisih persentase berat struktur antara Model 1 dan 2 adalah 17,289 %.

5.2. Saran

Pada tugas akhir ini analisis yang digunakan adalah analisis respons spektrum ragam hingga batas elastik linier saja, maka perlu peninjauan terhadap batas platis menggunakan analisis non-linier yaitu statik non-linier (*push-over*) dan dinamik non-linier yaitu NLTHA (*non-linier time history analysis*) yang berdasarkan dengan konsep PBSB (*performance based seismic design*) yang dipadukan dengan teknik analisis yang lebih mukhtahir. Sehingga dapat mengetahui batas leleh maksimum dan indeks kehancuran pada struktur atau level kinerja struktur berdasarkan ATC-40.

DAFTAR PUSTAKA

- Afrida, R. (2015) *Perencanaan Struktur Baja Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Struktur Baja Bresing Konsentrik Khusus tipe-X*. Laporan Tugas Akhir. Program Studi Teknik Sipil. Medan. UMSU.
- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2015) *Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural SNI 1729:2015*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2015) *Ketentuan Seismik Untuk Struktur Baja Bangunan Gedung SNI 7860:2015*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012*. Bandung: ITB.
- Departemen Pekerjaan Umum (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Yayasan Penerbit PU.
- Dewobroto, W. (2012) *Menyongsong Era Bangunan Tinggi dan Bentang Panjang*. Universitas Pelita Harapan.
- Dewobroto, W. (2016) *Struktur Baja – Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010 Edisi Ke-2*. Tangerang: Universitas Pelita Harapan.
- Faisal, A. (2014) *Catatan Kuliah M.K. Vibrasi dan Teori Gempa*. Medan: UMSU.
- Meoestopo, M. (2012) *Struktur Bangunan Baja Tahan Gempa. Short Course*, Himpunan Ahli Konstruksi Indonesia, Jakarta: Indonesia.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Rindu, R, A, P. (2017) *Perbandingan Indeks Kehancuran Pada Struktur Beton Bertulang Dengan Sistem Ganda dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Bertingkat 12 Lantai Akibat Gempa Berulang*. Laporan Tugas Akhir. Program Studi Teknik Sipil. Medan. UMSU.

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Syarbaini Lubis
Nama Panggilan : Ben
Tempat, Tanggal Lahir : Medan, 15 Oktober 1995
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Jl Palem Indah Lingk 12 No. 38 Kel. Rengas Pulau
Kec. Medan Marelan, Sumatera Utara
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Abdul Gani Lubis
Ibu : Asmarani Simatupang
No. Telp : 0852-0779-7452
Email : syarbainilubis150@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

1. SD Swasta Al-Wasliyah 25 Medan	Tahun Lulus 2007
2. SMP Negeri 20 Medan	Tahun Lulus 2010
3. SMA Negeri 16 Medan	Tahun Lulus 2013
4. Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara	2013 – Selesai

LAMPIRAN

LAMPIRAN

A. Perencanaan Struktur

A1. Perhitungan Tebal Pelat Lantai

Perencanaan tebal pelat lantai mengacu kepada SNI 2847:2013, pelat lantai menggunakan sistem pelat dua arah dimana rasio perbandingan antara $l_y/l_x \leq 2$.

Berikut ini adalah perhitungan tebal pelat pelat dua arah:

Data-data:

- $L_x = 6000$ mm
- $L_y = 6000$ mm
- $F_y = 400$ MPa
- $l_n = 6000$ mm
- $\beta = l_y/l_x = 1$

$$h_{min} = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \qquad h_{max} = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36}$$

$$h_{min} = \frac{6000 \left(0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 9(1)} \qquad h_{max} = \frac{6000 \left(0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36}$$

$$h_{min} = 142,222 \text{ mm} \qquad h_{max} = 177,778 \text{ mm}$$

maka, tebal yang digunakan yaitu:

- Lantai 10 (atap) = 160 mm
- Lantai 1-9 = 160 mm

A2. Perhitungan Beban Tambahan Beban Mati

A2.1. Beban Mati Tambahan Pelat Lantai

Berikut ini perhitungan beban mati tambahan pada lantai yang dibedakan menjadi pelat lantai untuk lantai 1-9 dan pelat lantai 10 untuk pelat atap.

- a. Beban Mati tambahan pada pelat Lantai 1-9

Beban Mati

- Spesi Lantai Keramik ($t = 2,5$ cm) = 53 Kg/m² = 0,53 kN/m²
- Penutup lantai keramik = 24 Kg/m² = 0,24 kN/m²

- Plafon + penggantung	=	18 Kg/m ²	=	0,18 kN/m ²
- M & E	=	<u>60 Kg/m²</u>	=	<u>0,6 kN/m²</u>
Total beban mati	=	155 Kg/m ²	=	1,55 kN/m ²

b. Beban Mati Tambahan pada Lantai 10 (Atap)
Beban Mati

- Plafon + penggantung	=	18 Kg/m ²	=	0,18 kN/m ²
- Plaster	=	53 Kg/m ²	=	0,53 kN/m ²
- Waterproof	=	4 Kg/m ²	=	0,04 kN/m ²
- M & E	=	<u>60 Kg/m²</u>	=	<u>0,6 kN/m²</u>
Total beban mati	=	135 Kg/m ²	=	1,35 kN/m ²

A2.2. Beban Dinding

Beban dinding dijadikan sebagai beban terbagi rata yang ditumpu oleh balok-balok yang berhubungan pada masing-masing lantai. Nilai beban dinding yang didapatkan adalah sebagai berikut:

Data	:	Bs. Dinding Batako 15 cm	=	300 kg/m ²
		Tinggi Lantai 1	=	5 m
		Tinggi Lantai 2-10	=	4 m

a. Beban Mati Tambahan pada Dinding Lt 1

- Dinding Batako (15 cm)	=	300 kg/m ²		
Beban garis	=	300*1/2(5+4)		
	=	1350 kg/m ²	=	13,5 kN/m ²

b. Beban Mati Tambahan pada Dinding Lt 2-9

- Dinding Batako (15 cm)	=	300 kg/m ²		
Beban garis	=	300*1/2(4+4)		
	=	1200 kg/m ²	=	12 kN/m ²

c. Beban Mati Tambahan pada Dinding Lt 10 (Atap)

- Dinding Batako (15 cm)	=	300 kg/m ²		
Beban garis	=	300*1/2(4)		
	=	600 kg/m ²	=	6 kN/m ²

A2.3. Beban Tangga

Berikut ini perhitungan beban tangga dimana beban tangga dibedakan menjadi beban tangga base ke lantai 1 dan beban tangga lantai 1 ke lantai 10 (atap).

Tabel A1: Data perencanaan tangga dari base ke lantai 1.

Data Perencanaan	Panjang (m)	
Tinggi antar lantai ke bordes	2,5	m
Lebar tangga	1,8	m
Kemiringan (α)	30,379	m
Panjang Bordes	2	m
Panjang Tangga	4	m
Optrade	0,17	m
Antrade	0,29	m

Tabel A2: Data perencanaan tangga dari lantai 1 ke lantai 10 (atap).

Data Perencanaan	Panjang (m)	
Tinggi antar lantai ke bordes	2	m
Lebar tangga	1,8	m
Kemiringan (α)	30,379	m
Panjang Bordes	2	m
Panjang Tangga	4	m
Optrade	0,17	m
Antrade	0,29	m

a. Perhitungan Struktur Tangga

- Tebal pelat tangga base ke lantai 1

$$H_{min} = \frac{\text{Tinggi antar lantai}/\sin \alpha}{27}$$

$$H_{min} = \frac{2,5/\sin 30,379}{27}$$

$$H_{min} = 0,183 \text{ m} \quad , \text{diambil } h = 0,2 \text{ m}$$

- Tebal pelat tangga lantai 1 ke lantai 10 (atap)

$$H_{min} = \frac{\text{Tinggi antar lantai}/\sin \alpha}{27}$$

$$H_{min} = \frac{2/\sin 30,379}{27}$$

$$H_{min} = 0,146 \text{ m} \quad , \text{diambil } h = 0,15 \text{ m}$$

- Tebal pelat bordes diambil $h = 0,15 \text{ m}$ (diambil dari interval pelat lantai).

Tabel A3: Profil struktur tangga.

1. Lt 1 s/d Lt 10					
	Tebal pelat	Profil digunakan	Berat	Panjang	Jumlah/ Section
Pelat tangga	150	194x150x6x9	30,6	4,47	2
Pelat bordes	150	250x125x6x9	29,6	2	2
1. Base s/d Lt 1					
	Tebal pelat	Profil digunakan	Berat	Panjang	Jumlah/ Section
Pelat tangga	200	194x150x6x9	30,6	4,72	2
Pelat bordes	150	250x125x6x9	29,6	2	2

b. Perhitungan berat struktur tangga

- Beban tangga base ke lantai 1

$$\text{Pelat tangga} = 1,8 \times 0,20 \times 2400 = 864 \text{ kg/m} = 8,640 \text{ kN/m}$$

$$\text{Profil tangga} = 2 \times 30,6 = \underline{61,2 \text{ kg/m}} = \underline{0,612 \text{ kN/m}}$$

$$925,2 \text{ kg/m} = 9,252 \text{ kN/m}$$

- Beban tangga lantai 1 ke lantai 10

$$\text{Pelat tangga} = 1,8 \times 0,15 \times 2400 = 648 \text{ kg/m} = 6,480 \text{ kN/m}$$

$$\text{Profil tangga} = 2 \times 30,6 = \underline{61,2 \text{ kg/m}} = \underline{0,612 \text{ kN/m}}$$

$$709,2 \text{ kg/m} = 7,092 \text{ kN/m}$$

- Beban pelat bordes

$$\text{Pelat tangga} = 2,0 \times 0,15 \times 2400 = 720 \text{ kg/m} = 7,200 \text{ kN/m}$$

$$\text{Profil tangga} = 2 \times 29,6 = \underline{59,2 \text{ kg/m}} = \underline{0,592 \text{ kN/m}}$$

$$779,2 \text{ kg/m} = 7,792 \text{ kN/m}$$

c. Perhitung beban tambahan tangga

Data perencanaan :

1. Berat jenis beton bertulang = 2400 kg/m³
2. Berat jenis tulangan = 7850 kg/m³
3. Adukan semen = 21 kg/m²
4. Penutup lantai keramik = 24 kg/m²

- Beban tangga base ke lantai 1

$$\begin{aligned} \text{Berat anak tangga} &= 0,073 \times 2400 = 175,990 \text{ kg/m}^2 = 1,760 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Adukan semen (t = 2cm)} &= 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Penutup lantai} &= \frac{24}{\text{kg/m}^2} = 0,240 \text{ kN/m}^2 \\ &= 200,410 \text{ kg/m}^2 = 2,004 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban tangga lantai 1 ke lantai 10

$$\begin{aligned} \text{Berat anak tangga} &= 0,073 \times 2400 = 175,990 \text{ kg/m}^2 = 1,760 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Adukan semen (t = 2cm)} &= 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Penutup lantai} &= \frac{24}{\text{kg/m}^2} = 0,240 \text{ kN/m}^2 \\ &= 200,410 \text{ kg/m}^2 = 2,004 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban pelat bordes

$$\begin{aligned} \text{Adukan semen (t = 2cm)} &= 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Penutup lantai} &= \frac{24}{\text{kg/m}^2} = 0,240 \text{ kN/m}^2 \\ &= 24,42 \text{ kg/m}^2 = 0,244 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan di atas di ubah menjadi berat per satuan panjang.

- Beban tangga base ke lantai 1

$$\text{Pelat tangga} = 1,8 \times 200,41 = 360,739 \text{ kg/m} = 3,607 \text{ kN/m}$$

- Beban tangga lantai 1 ke lantai 10

$$\text{Pelat tangga} = 1,8 \times 200,41 = 360,739 \text{ kg/m} = 3,607 \text{ kN/m}$$

- Beban pelat bordes

$$\text{Pelat tangga} = 2,0 \times 24,42 = 48,84 \text{ kg/m} = 0,488 \text{ kN/m}$$

Tabel A4: Rekapitulasi beban mati pada tangga.

REKAPITULASI BEBAN MATI PADA TANGGA			
BEBAN MATI PELAT TANGGA LT 1 KE LT 10			
Berat Sendiri	=	709,2 kg/m	7,092 kN/m
Beban Tambahan	=	360,7387 kg/m	3,61 kN/m
		TOTAL	1069,939 kg/m
			10,70 kN/m
BEBAN MATI PELAT TANGGA BASE KE LT 1			
Berat Sendiri	=	925,2 kg/m	9,252 kN/m
Beban Tambahan	=	360,7387 kg/m	3,61 kN/m
		TOTAL	1285,939 kg/m
			12,86 kN/m
BEBAN MATI PELAT BORDES			
Berat Sendiri	=	779,2 kg/m	7,792 kN/m
Beban Tambahan	=	48,84 kg/m	0,49 kN/m
		TOTAL	828,04 kg/m
			8,28 kN/m

A2.4. Beban Lift

Beban lift diperhitungkan dengan membuat seluruh beban yang bekerja menjadi beban mati terpusat dan diletakkan yang paling mempengaruhi struktur untuk mendapatkan beban maksimal. Terdapat 2 point yang harus dipenuhi:

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu:

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta + perlengkapan (R1) dan berat bandul pemberat + perlengkapan (R2).

2. Koefisien kejutan oleh keran:

Koefisien kejutan ditentukan oleh pasal 3.3.(3) PPIUG 1983.

$$\psi = (1 + k_1 \cdot k_2 \cdot v) \geq 1,15$$

dimana:

ψ = Koefisien kejutan yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

v = Kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, tidak perlu diambil lebih dari 1,00m/det.

k1 = Koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, keran induk dengan struktur rangka nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k2 = Koefisien yang bergantung pada ifat mesin angkat dari keran angkatnya, diambil sebesar 1,3.

Tabel A5: Spesifikasi lift Hyundai Elevator.

KAPASITAS		OPENING		CAR SIZE	
PERSON	LOAD (Kg)	widht	height	widht	length
17	1150	1100		2100	1520
TYPE	HOISTWAY		REACTION		SPEED (m/s)
	widht	length	R1	R2	
2 Cars	5200	2030	6600	5100	1

Jadi, beban yang bekerja pada balok penumpang adalah:

$$\begin{aligned}
 P &= \sum R \cdot \Psi \\
 &= (6600 + 5100) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\
 &= 20826 \text{ kg} \\
 &= 208,26 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Beban P diletakkan di tengah bentang balok penumpang yang merupakan tempat yang paling mempengaruhi struktur untuk mendapatkan beban maksimal.

A3. Perhitungan Beban Hidup

Pada tugas akhir ini, beban hidup dibedakan menjadi dua yaitu beban hidup seragam dan beban hidup tidak seragam. Untuk nilai masing-masing beban hidup dapat dilihat pada Tabel 2.15. Namun, setiap nilai beban hidup perlu dihitung faktor reduksi beban hidup.

A3.1. Reduksi Beban Hidup Merata

Komponen struktur yang memiliki nilai K_{LLAT} adalah 400 ft^2 ($37,16 \text{ m}^2$) atau lebih diizinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi. Reduksi beban hidup untuk setiap jenis beban di setiap lantai menggunakan faktor reduksi terbesar

(beban dengan reduksi terkecil). Maka A_{TT} diambil yang terkecil sebagai perwakilan untuk setiap jenis beban.

Tabel A6: Beban hidup merata berdasarkan SNI 1727:2013.

Beban Hidup, Lo		
1. Pelat Lantai :		
- R. Kantor	=	2,4 kN/m ²
- R. Komputer	=	4,79 kN/m ²
- Lobi dan Koridor Lt 1	=	4,79 kN/m ²
- Koridor	=	3,83 kN/m ²
- R. Arsip	=	4,79 kN/m ²
- R. Makan (a)	=	4,79 kN/m ²
- R. Pertemuan (a)	=	4,79 kN/m ²
- R. Ibadah (a)	=	4,79 kN/m ²
2. Pelat Atap	=	0,96 kN/m ²
3. Pelat tangga dan Bordes	=	4,79 kN/m ²

a. Beban hidup seragam

Beban hidup seragam hanya menggunakan ruang kantor saja. Berikut ini perhitungan faktor reduksi beban hidup.

Data-data:

- $K_{LL} = 1$

- $A_T = 834 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} \blacksquare \text{ Faktor reduksi} &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \\ &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \times 834}} \\ &= 0,41 > 0,4 \end{aligned}$$

b. Beban hidup tidak seragam

Beban hidup seragam hanya menggunakan beban yang ada pada Tabel A6. Namun untuk beban ruang makan, ruang ibadah dan ruang pertemuan tidak boleh direduksi. Berikut ini perhitungan faktor reduksi beban hidup.

1. Ruang kantor

Data-data:

- $K_{LL} = 1$

- $A_T = 192 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} \blacksquare \text{ Faktor reduksi} &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \\ &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \times 192}} \\ &= 0,58 > 0,4 \end{aligned}$$

2. Ruang komputer

Data-data:

- $K_{LL} = 1$

- $A_T = 60 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} \blacksquare \text{ Faktor reduksi} &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \\ &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \times 60}} \\ &= 0,84 > 0,4 \end{aligned}$$

3. Koridor

Data-data:

- $K_{LL} = 1$

- $A_T = 156 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} \blacksquare \text{ Faktor reduksi} &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \\ &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \times 156}} \\ &= 0,62 > 0,4 \end{aligned}$$

4. Lobi dan koridor lantai pertama

Data-data:

- $K_{LL} = 1$

- $A_T = 60 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} \blacksquare \text{ Faktor reduksi} &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \\ &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \times 60}} \\ &= 0,84 > 0,4 \end{aligned}$$

5. Ruang arsip

Data-data:

- $K_{LL} = 1$

- $A_T = 60 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} \blacksquare \text{ Faktor reduksi} &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \\ &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \times 60}} \\ &= 0,84 > 0,4 \end{aligned}$$

6. Atap

Data-data:

- $K_{LL} = 1$

- $A_T = 834 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} \blacksquare \text{ Faktor reduksi} &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \\ &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \times 834}} \\ &= 0,41 > 0,4 \end{aligned}$$

A3.2. Beban Hidup Tangga

Perhitungan beban hidup tangga tidak seperti beban mati tangga. Perhitungan beban hidup tangga digabung menjadi satu bagian. Karena nilai beban hidup tangga nilainya yaitu $4,79 \text{ kN/m}^2$. Beban hidup tangga dibah menjadi beban per satuan panjang. Berikut ini adalah perhitungan beban hidup tangga.

Data-data:

- Beban hidup tangga = $4,79 \text{ kN/m}^2$

▪ Beban hidup per satuan panjang (keseluruhan)

Pelat tangga = $1,8 \times 4,79 = 862,2 \text{ kg/m} = 8,622 \text{ kN/m}$

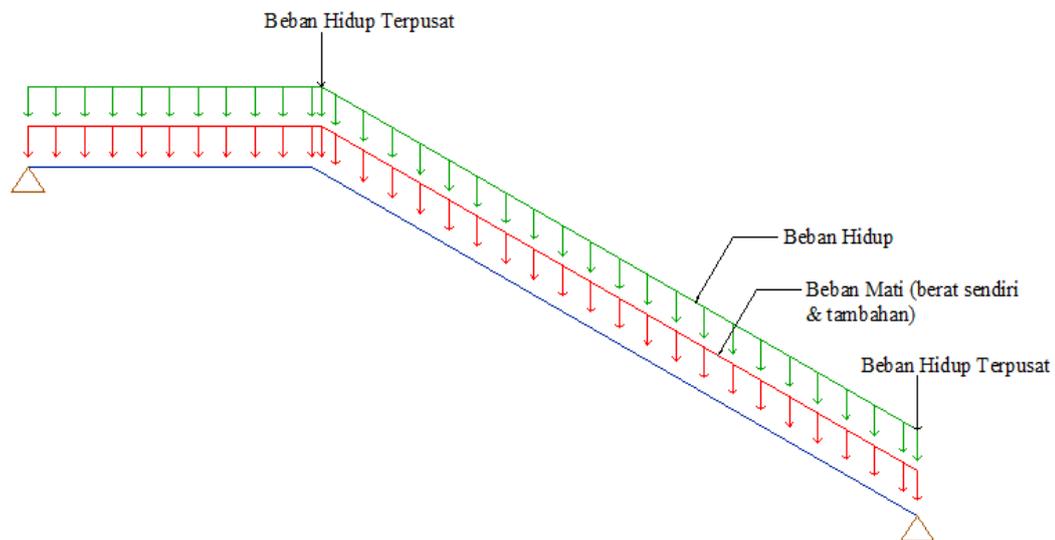
Pelat bordes = $2,0 \times 4,79 = 958 \text{ kg/m} = 9,580 \text{ kN/m}$

▪ Beban pada susunan tangga dan sistem pagar pengaman

$P = 0,89 \text{ kN}$

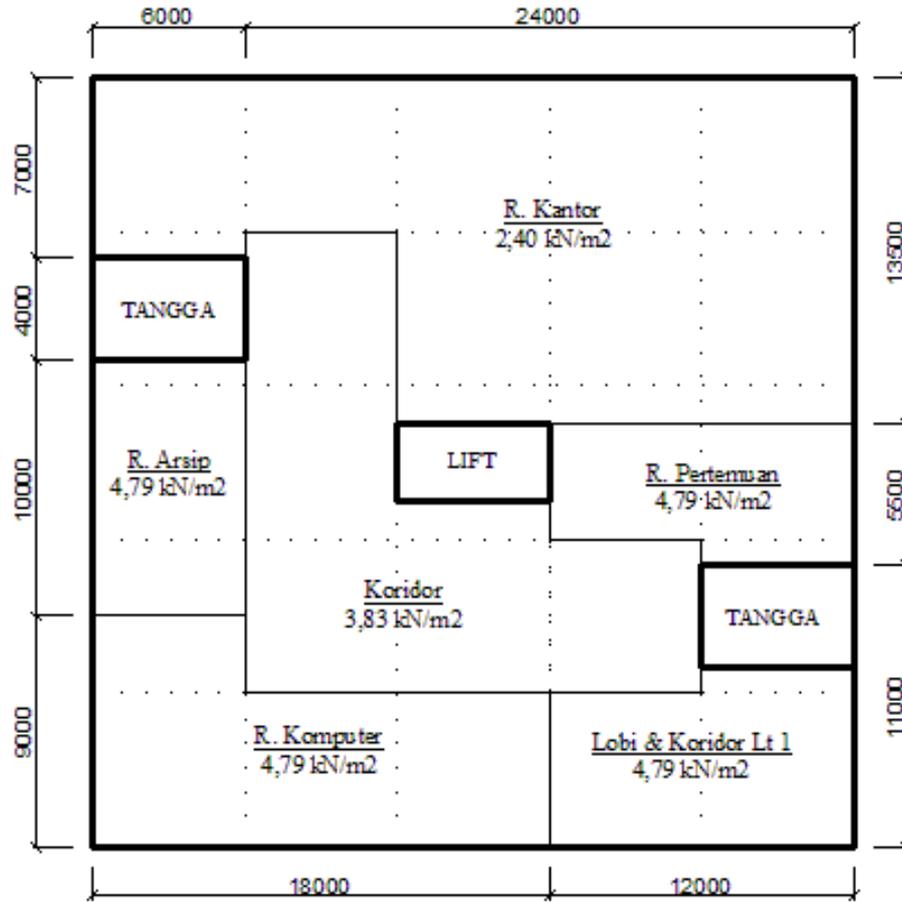
(Beban ini bekerja di setiap titik pegangan tangga atau di sisi atas pegangan tangga)

Beban mati tangga dan beban hidup tangga didistribusikan ke sepanjang pelat tangga dan bordes sebagai beban yang diinput ke program SAP 2000 v.15 untuk mendapatkan reaksi yang akan di input ke program ETABS v.15. Skema pembebanan untuk input ke program SAP 2000 v.15 dapat dilihat pada Gambar A1.



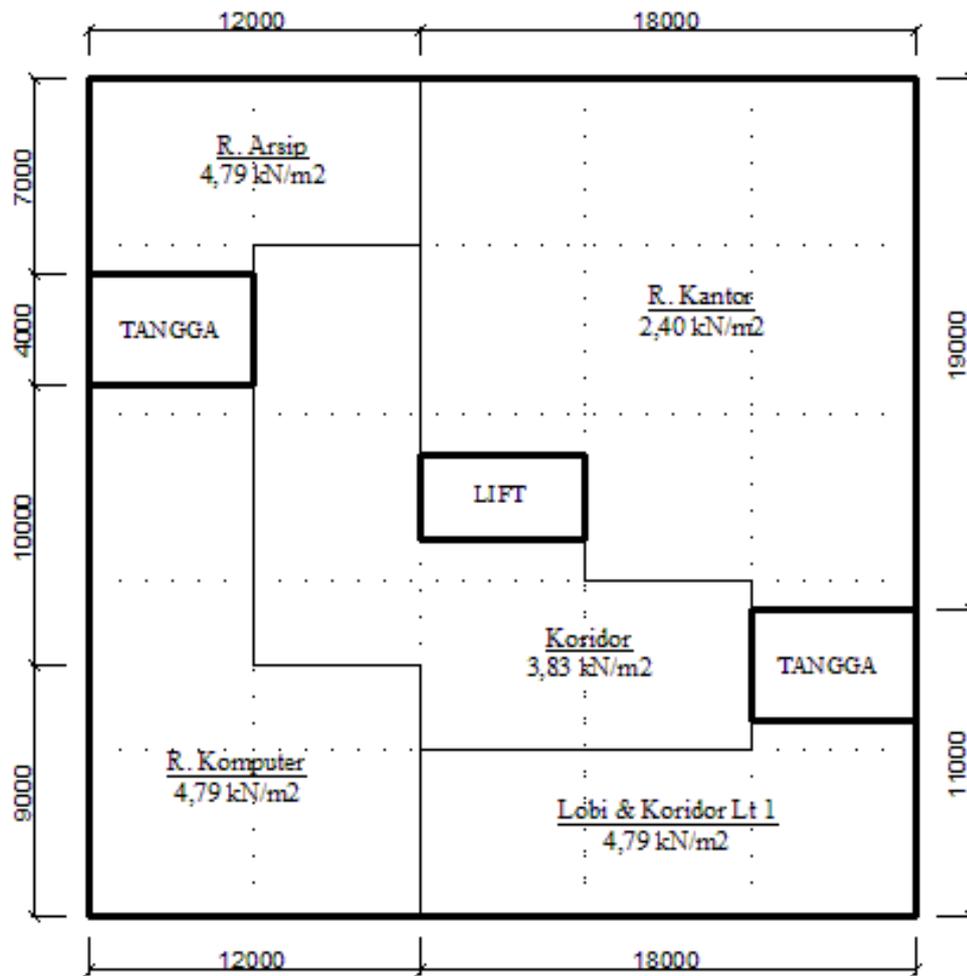
Gambar A1: Pembebanan tangga.

A3.3. Denah Pembebanan Beban Hidup Tidak Seragam



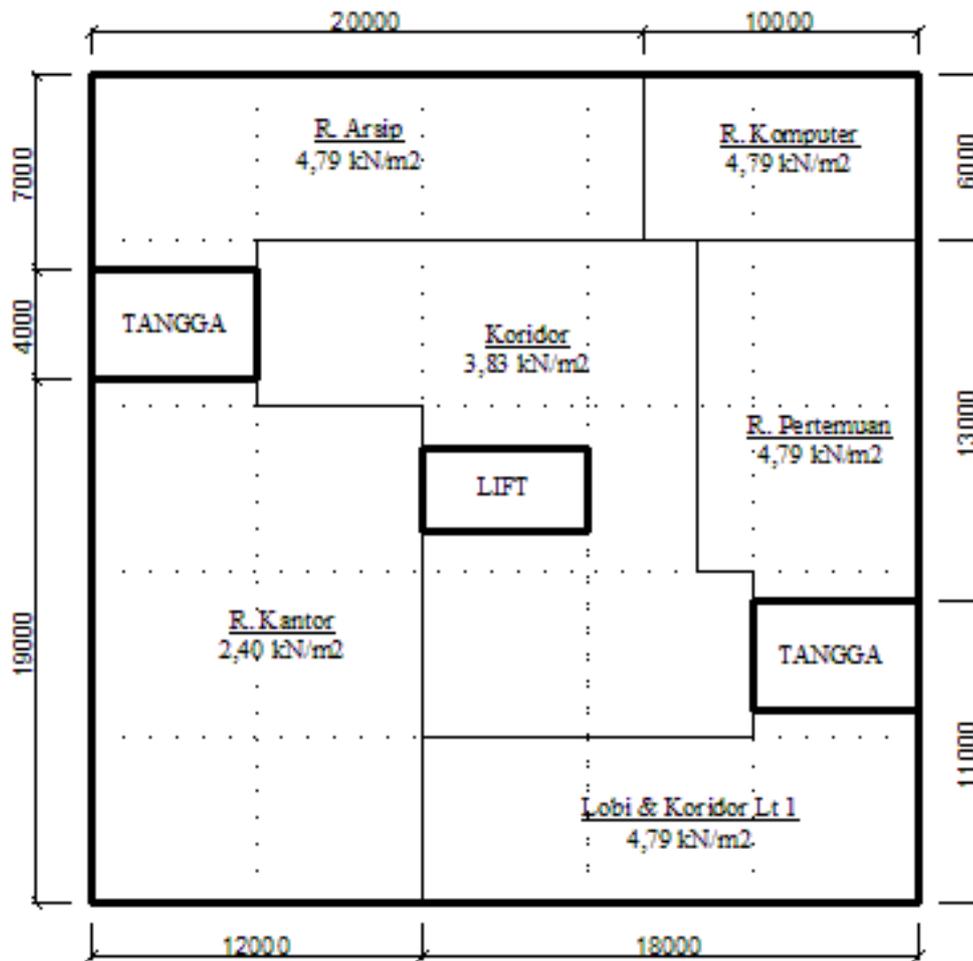
*ATR. Kantor	= 321	m ²
*ATR. Komputer	= 126	m ²
*ATR. Arsip	= 60	m ²
*AT Koridor	= 189	m ²
*AT Lobi & koridor Lt 1	= 78	m ²
*AT R. Pertemuan	= 60	m ²

Gambar A2: Denah pembebanan lantai 1.



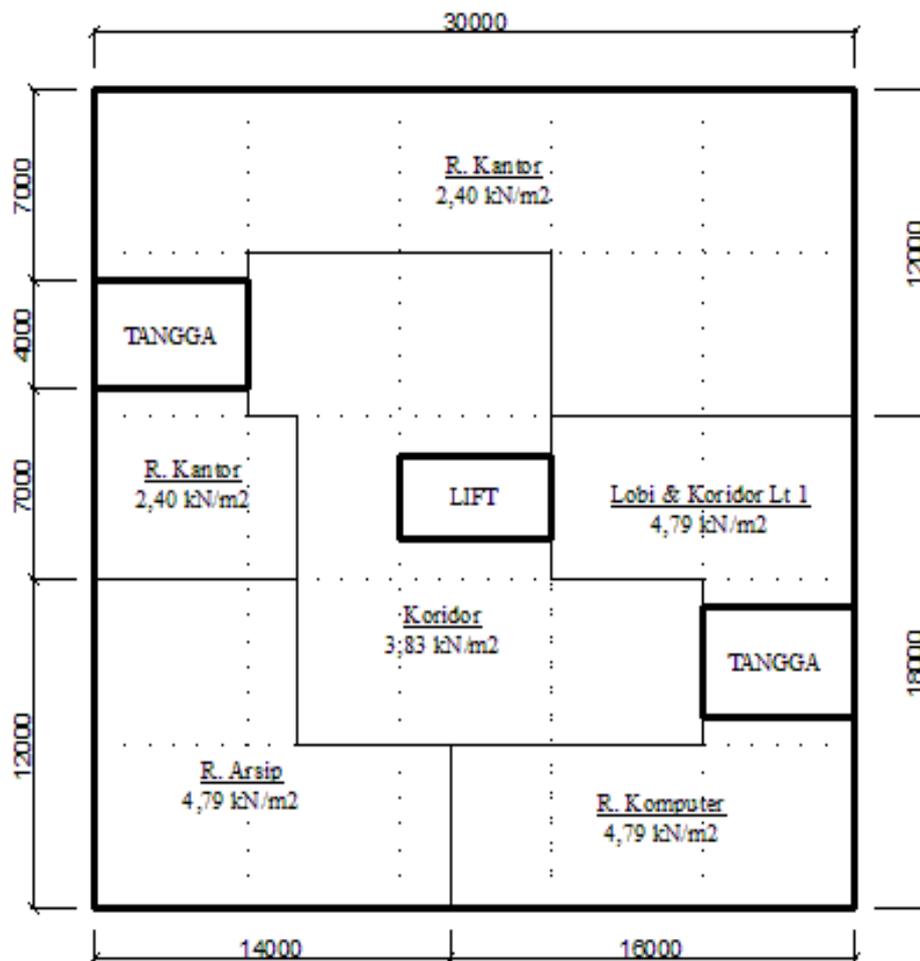
*ATR. Kantor	= 303	m ²
*ATR. Komputer	= 168	m ²
*ATR. Arsip	= 78	m ²
*AT Koridor	= 171	m ²
*AT Lobi & koridor Lt 1	= 114	m ²

Gambar A3: Denah pembebanan lantai 2.



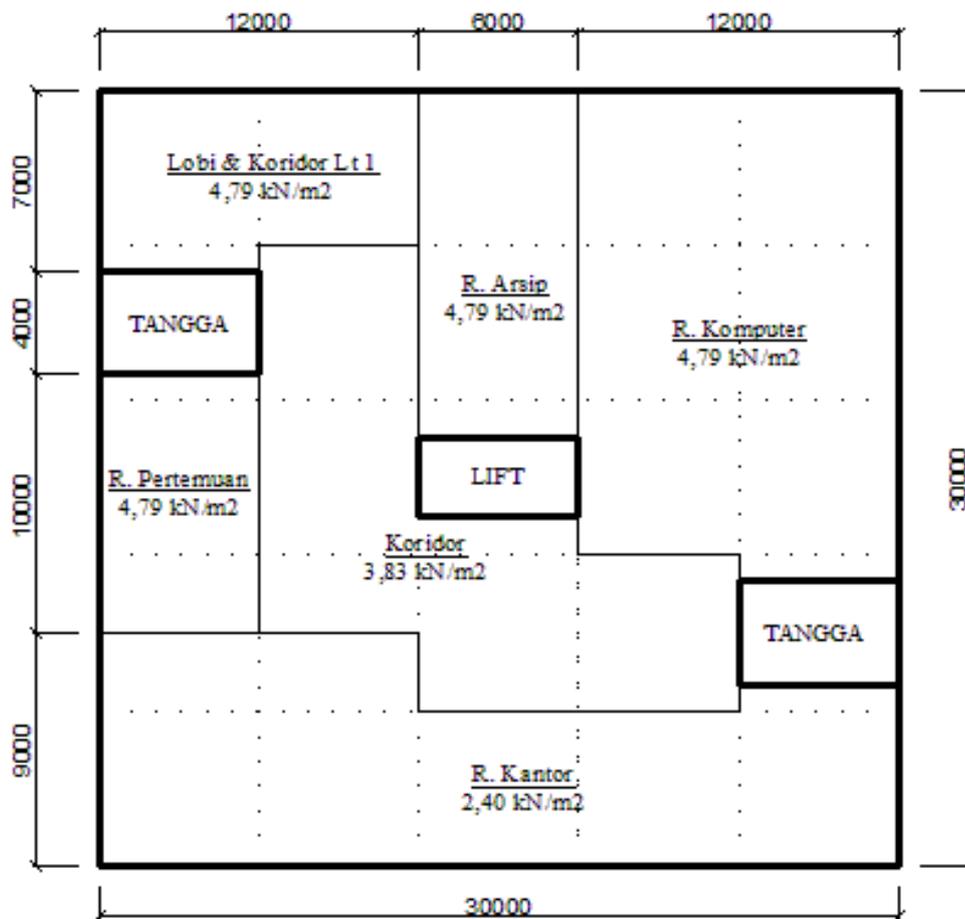
*ATR. Kantor	= 222	m ²
*ATR. Komputer	= 60	m ²
*ATR. Arsip	= 126	m ²
*ATKoridor	= 210	m ²
*ATLobi & koridor Lt 1	= 114	m ²
*ATR. Pertemuan	= 102	m ²

Gambar A4: Denah pembebanan lantai 3.



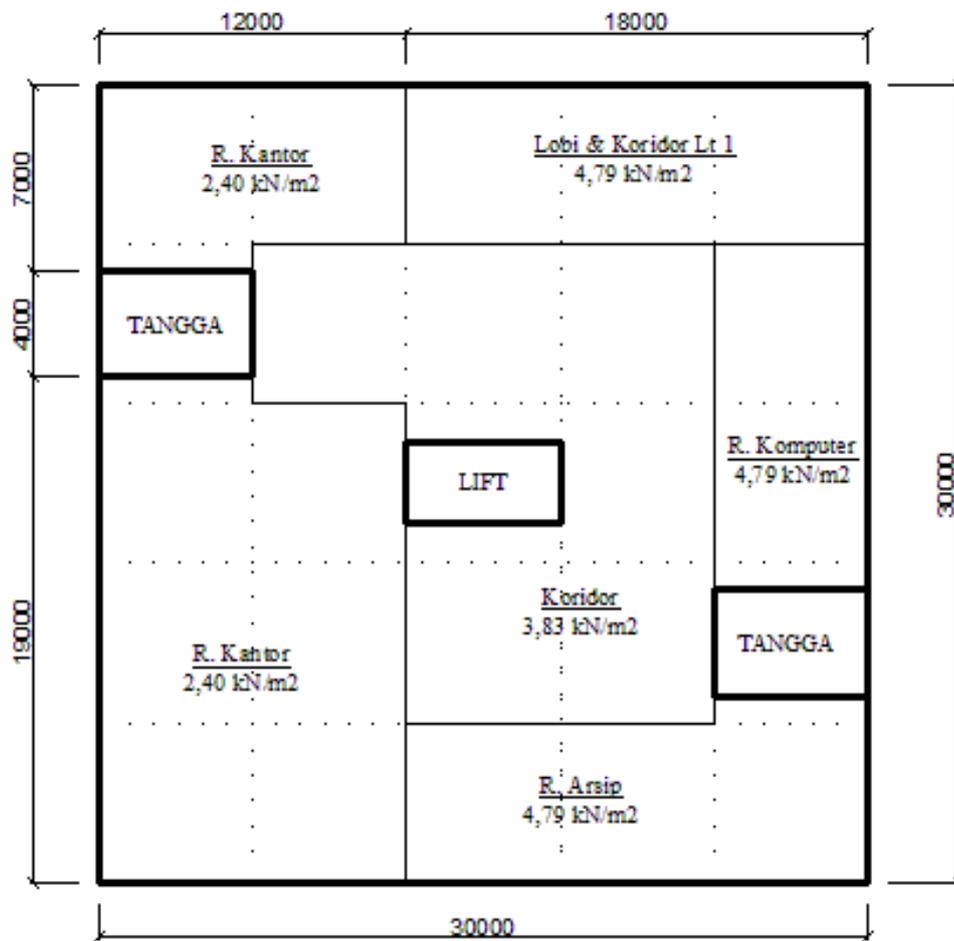
*ATR. Kantor	= 258	m ²
*ATR. Kantor	= 54	m ²
*ATR. Komputer	= 102	m ²
*ATR. Arsip	= 132	m ²
*AT Koridor	= 210	m ²
*AT Lobi & koridor Lt 1	= 78	m ²

Gambar A5: Denah pembebanan lantai 4.



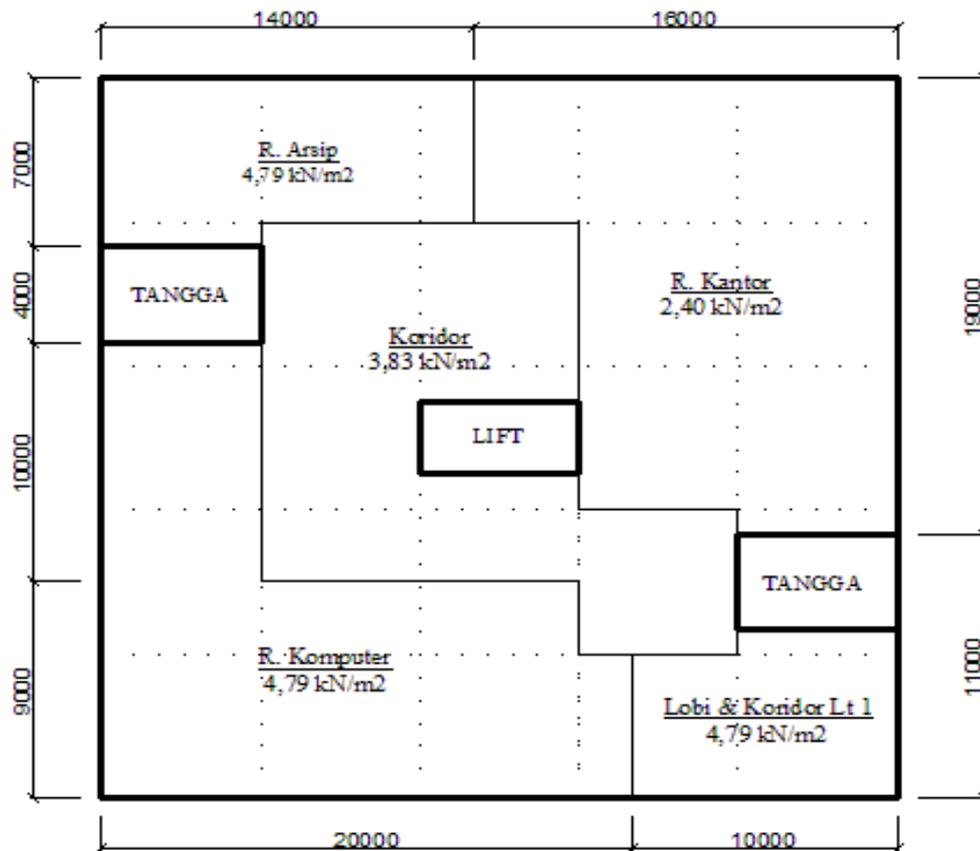
*ATR. Kantor	= 222	m ²
*AT R. Komputer	= 222	m ²
*AT R. Arsip	= 81	m ²
*AT Koridor	= 171	m ²
*AT Lobi & koridor Lt 1	= 78	m ²
*AT R. Pertemuan	= 60	m ²

Gambar A6: Denah pembebanan lantai 5.



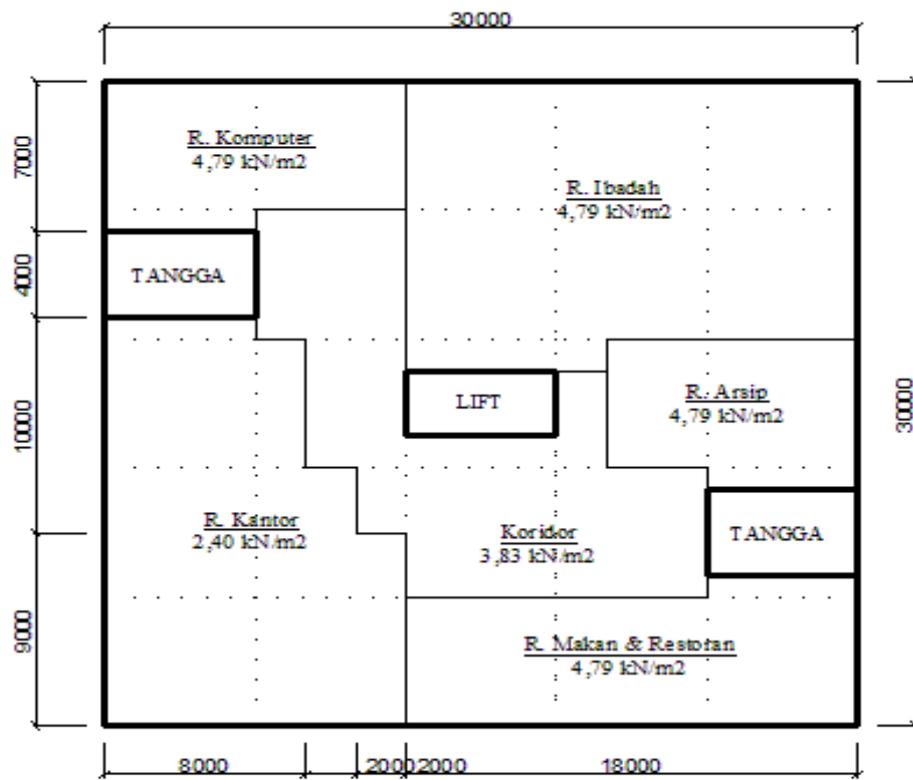
*ATR. Kantor	= 222	m ²
*ATR. Kantor	= 78	m ²
*ATR. Komputer	= 78	m ²
*ATR. Arsip	= 114	m ²
*ATKoridor	= 234	m ²
*ATLobi & koridor Lt 1	= 108	m ²

Gambar A7: Denah pembebanan lantai 6.



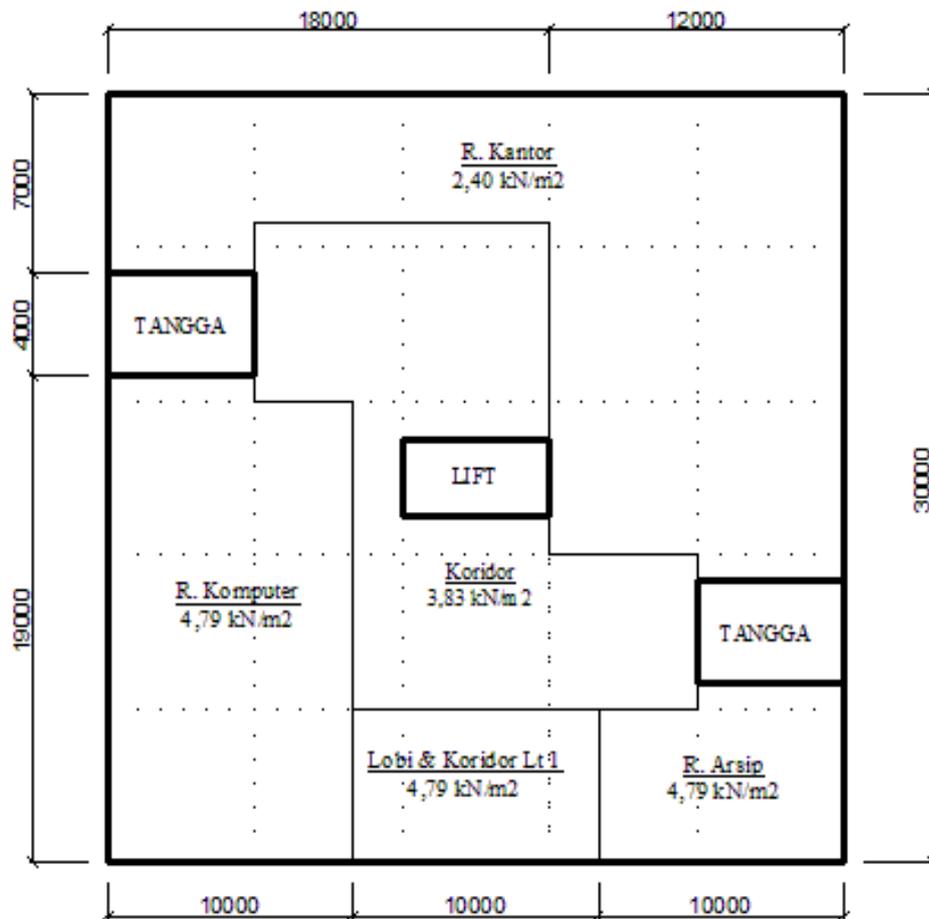
*ATR. Kantor	= 246	m ²
*ATR. Komputer	= 234	m ²
*ATR. Arsip	= 90	m ²
*AT Koridor	= 189	m ²
*AT Lobi & koridor Lt 1	= 66	m ²

Gambar A8: Denah pembebanan lantai 7.



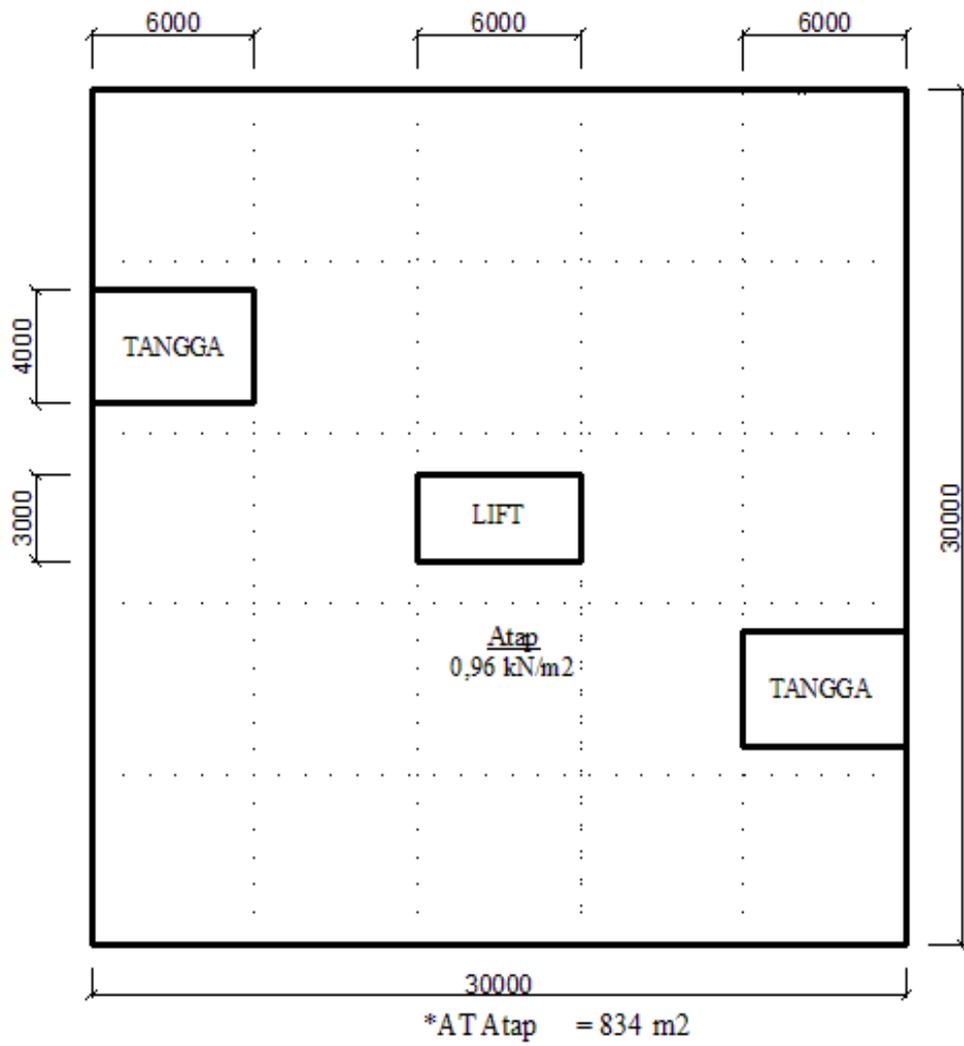
*ATR. Kantor	= 192	m ²
*ATR. Komputer	= 78	m ²
*ATR. Arsip	= 66	m ²
*ATKoridor	= 156	m ²
*ATR. Ibadah	= 228	m ²
*ATR. Makan & Restoran	= 114	m ²

Gambar A9: Denah pembebanan lantai 8.



*AT R. Kantor	= 324	m ²
*AT R. Komputer	= 174	m ²
*AT R. Arsip	= 66	m ²
*AT Koridor	= 198	m ²
*AT Lobi & koridor Lt 1	= 60	m ²

Gambar A10: Denah pembebanan lantai 9.



Gambar A11: Denah pembebanan lantai 10 (atap).

B. Perhitungan Analisa

B1. Periode Alami Struktur

Penentuan periode fundamental struktur akan diperlukan dalam analisa prosedur gaya lateral ekuivalen yang berdarakan SNI 1726:2012.

▪ Model 1

Data struktur :

- Tinggi Lantai 1 = 5 m
- Tinggi Lantai 2-10 = 4 m
- h_n = 41 m
- C_u = 1,4
- C_t = 0,0724
- x = 0,8

Tabel B1: Penentuan periode fundamental struktur Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.

Syarat Periode					
Arah	$T_{a \min}$ $C_t \times h_n^x$	$T_{a \max}$ $T_{a \min} \times C_u$	T_{etabs}	$T_{dipakai}$	Kontrol
X	1,412	1,977	1,548	1,548	OK
Y	1,412	1,977	1,699	1,699	OK

Berdasarkan Tabel A.3, periode alami struktur yang digunakan adalah periode dari hasil analisa ETABS v.15 yaitu 1,548 untuk x dan 1,699 untuk arah y. Dikarenakan nilainya berada di interval periode minimum dan maksimum.

▪ Model 2

Data struktur :

- Tinggi Lantai 1 = 5 m
- Tinggi Lantai 2-10 = 4 m
- h_n = 41 m
- C_u = 1,4
- C_t = 0,0724
- x = 0,8

$$\begin{aligned}
 - V_X &= C_s \times W_t \\
 &= 0,077 \times 5813498,26 \\
 &= 449907,6819 \text{ kg} \\
 &= 4413,5944 \text{ kN} \\
 - V_Y &= C_s \times W_t \\
 &= 0,071 \times 5813498,26 \\
 &= 409921,7725 \text{ kg} \\
 &= 4021,3326 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Distribusi gaya gempa lateral (F) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari Pers 2.19 dan 2.20. Dengan data-data sebagai berikut:

Data-data:

$$\begin{aligned}
 - V_X &= 4413,5944 \text{ kN} & T_X &= 1,548 \text{ detik} \\
 - V_Y &= 4021,3326 \text{ kN} & T_Y &= 1,699 \text{ detik} \\
 - W_i &= \text{Berat perlantai (Tabel 4.3)} \\
 - k_x \text{ dan } k_y &: \text{(interpolasi)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (1,548 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (1,699 - 0,5) \\
 &= 1,524 & &= 1,600
 \end{aligned}$$

Tabel B4: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa arah x.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
Lt 10	41	4747,9729	1362670,4214	0,1867	823,9965	823,9965
Lt 9	37	5792,9605	1421804,8582	0,1948	859,7546	1683,7511
Lt 8	33	5792,9605	1194306,5406	0,1636	722,1881	2405,9392
Lt 7	29	5792,9605	980833,1038	0,1344	593,1023	2999,0416
Lt 6	25	5792,9605	782278,0411	0,1072	473,0376	3472,0792
Lt 5	21	5792,9605	599739,6633	0,0822	362,6580	3834,7372
Lt 4	17	5792,9605	434615,0114	0,0595	262,8084	4097,5456
Lt 3	13	5792,9605	288768,7782	0,0396	174,6163	4272,1619

Nilai C_s yang digunakan adalah 0,065 dan 0,071 karena nilai C_s hitungan terletak di interval C_s minimum dan C_s maksimum. Dengan menggunakan C_s yang digunakan, kemudian menghitung V_1 dengan menggunakan berat total struktur yang dapat dilihat pada Tabel 4.22.

$$\begin{aligned}
 - V_X &= C_s \times W_t \\
 &= 0,071 \times 7028674,16 \\
 &= 500020,8815 \text{ kg} \\
 &= 4905,2048 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - V_Y &= C_s \times W_t \\
 &= 0,065 \times 7028674,16 \\
 &= 455154,1429 \text{ kg} \\
 &= 4465,0621 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Distribusi gaya gempa lateral (F) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari Pers 2.19 dan 2.20. Dengan data-data sebagai berikut:

Data-data:

$$- V_X = 4905,2048 \text{ kN} \qquad T_X = 1,648 \text{ detik}$$

$$- V_Y = 4465,0621 \text{ kN} \qquad T_Y = 1,850 \text{ detik}$$

$$- W_i = \text{Berat perlantai (Tabel 4.22)}$$

- k_x dan k_y : (interpolasi)

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (1,648 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (1,850 - 0,5) \\
 &= 1,592 & &= 1,675
 \end{aligned}$$

Tabel B7: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa arah x.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
Lt 10	41	4786,3924	1768317,3145	0,1637	802,9853	802,9853
Lt 9	37	7214,3535	2263469,0533	0,2095	1027,8315	1830,8168

Tabel B7: Lanjutan.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
Lt 8	33	6266,3789	1638667,5181	0,1517	744,1119	2574,9287
Lt 7	29	7431,4836	1582024,2475	0,1465	718,3904	3293,3191
Lt 6	25	7229,9444	1215221,5181	0,1125	551,8269	3845,1459
Lt 5	21	7272,6387	926115,4501	0,0857	420,5450	4265,6910
Lt 4	17	7189,6442	654006,5279	0,0605	296,9815	4562,6725
Lt 3	13	7064,3214	419245,3607	0,0388	190,3775	4753,0500
Lt 2	9	7325,9694	242113,5939	0,0224	109,9427	4862,9928
Lt 1	5	7170,1671	92958,5887	0,0086	42,2121	4905,2048
Total		68951,2935	10802139,1728	1,0000	4905,2048	

Tabel B8: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa arah y.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vy}	F_y (kN)	V_y (kN)
Lt 10	41	4786,3924	2406696,1291	0,1687	753,2427	753,2427
Lt 9	37	7214,3535	3054466,0629	0,2141	955,9804	1709,2231
Lt 8	33	6266,3789	2190420,5344	0,1535	685,5532	2394,7763
Lt 7	29	7431,4836	2092146,8719	0,1466	654,7957	3049,5720
Lt 6	25	7229,9444	1587393,0399	0,1113	496,8189	3546,3910
Lt 5	21	7272,6387	1192365,3058	0,0836	373,1840	3919,5750
Lt 4	17	7189,6442	827388,2398	0,0580	258,9542	4178,5292
Lt 3	13	7064,3214	518711,1264	0,0364	162,3451	4340,8743
Lt 2	9	7325,9694	290550,2830	0,0204	90,9358	4431,8101
Lt 1	5	7170,1671	106243,9067	0,0074	33,2520	4465,0621
Total		68951,2935	14266381,4999	1,0000	4465,0621	

B3. Hasil Output Analisis ETABS

B3.1. Gaya Geser Dasar

Berikut ini adalah gaya geser lantai untuk setiap arah gempa.

a. Model 1

Tabel B9: Nilai gaya geser pada setiap lantai akibat gempa x

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
10	41	Top	545,9052	147,9339
		Bottom	545,9052	147,9339
9	37	Top	1140,4363	312,3878
		Bottom	1140,4363	312,3878
8	33	Top	1665,0397	457,7181
		Bottom	1665,0397	457,7181
7	29	Top	2130,6774	586,3076
		Bottom	2130,6774	586,3076
6	25	Top	2540,2159	699,5154
		Bottom	2540,2159	699,5154
5	21	Top	2894,2779	798,3253
		Bottom	2894,2779	798,3253
4	17	Top	3190,9052	883,1816
		Bottom	3190,9052	883,1816
3	13	Top	3424,5205	952,7936
		Bottom	3424,5205	952,7936
2	9	Top	3588,0664	1005,2093
		Bottom	3588,0664	1005,2093
1	5	Top	3670,7809	1036,3112
		Bottom	3670,7809	1036,3112
0	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Tabel B10: Nilai gaya geser pada setiap lantai akibat gempa y.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
10	41	Top	163,7738	493,1131
		Bottom	163,7738	493,1131

Tabel B10: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
9	37	Top	342,1355	1041,2928
		Bottom	342,1355	1041,2928
8	33	Top	499,5187	1525,7268
		Bottom	499,5187	1525,7268
7	29	Top	639,2119	1954,3587
		Bottom	639,2119	1954,3587
6	25	Top	762,0751	2331,718
		Bottom	762,0751	2331,718
5	21	Top	868,2952	2661,0843
		Bottom	868,2952	2661,0843
4	17	Top	957,2846	2943,9388
		Bottom	957,2846	2943,9388
3	13	Top	1027,3701	3175,9785
		Bottom	1027,3701	3175,9785
2	9	Top	1076,4345	3350,6976
		Bottom	1076,4345	3350,6976
1	5	Top	1101,2493	3454,3707
		Bottom	1101,2493	3454,3707
0	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Tabel B11: Nilai gaya geser pada setiap lantai akibat gempa x yang telah diskalakan.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
10	41	Top	557,9188	151,1892
		Bottom	557,9188	151,1892
9	37	Top	1165,5335	319,2619
		Bottom	1165,5335	319,2619
8	33	Top	1701,6817	467,79
		Bottom	1701,6817	467,79
7	29	Top	2177,5665	599,2092
		Bottom	2177,5665	599,2092
6	25	Top	2596,1176	714,9081
		Bottom	2596,1176	714,9081

Tabel B11: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
5	21	<i>Top</i>	2957,9714	815,8923
		<i>Bottom</i>	2957,9714	815,8923
4	17	<i>Top</i>	3261,1265	902,6158
		<i>Bottom</i>	3261,1265	902,6158
3	13	<i>Top</i>	3499,8829	973,7596
		<i>Bottom</i>	3499,8829	973,7596
2	9	<i>Top</i>	3667,0279	1027,3287
		<i>Bottom</i>	3667,0279	1027,3287
1	5	<i>Top</i>	3751,5627	1059,115
		<i>Bottom</i>	3751,5627	1059,115
0	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

b. Model 2

Tabel B12: Nilai gaya geser pada setiap lantai akibat gempa x

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
10	41	<i>Top</i>	522,2503	141,6206
		<i>Bottom</i>	522,2503	141,6206
9	37	<i>Top</i>	1221,9526	335,786
		<i>Bottom</i>	1221,9526	335,786
8	33	<i>Top</i>	1748,6832	482,715
		<i>Bottom</i>	1748,6832	482,715
7	29	<i>Top</i>	2299,2643	635,4086
		<i>Bottom</i>	2299,2643	635,4086
6	25	<i>Top</i>	2769,2948	765,6601
		<i>Bottom</i>	2769,2948	765,6601
5	21	<i>Top</i>	3177,55	879,8518
		<i>Bottom</i>	3177,55	879,8518
4	17	<i>Top</i>	3519,5755	977,4649
		<i>Bottom</i>	3519,5755	977,4649

Tabel B12: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
3	13	<i>Top</i>	3785,9071	1056,8446
		<i>Bottom</i>	3785,9071	1056,8446
2	9	<i>Top</i>	3983,0122	1119,8105
		<i>Bottom</i>	3983,0122	1119,8105
1	5	<i>Top</i>	4080,3646	1156,1839
		<i>Bottom</i>	4080,3646	1156,1839
0	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

Tabel B13: Nilai gaya geser pada setiap lantai akibat gempa y.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
10	41	<i>Top</i>	156,6832	472,027
		<i>Bottom</i>	156,6832	472,027
9	37	<i>Top</i>	366,6052	1119,2422
		<i>Bottom</i>	366,6052	1119,2422
8	33	<i>Top</i>	524,6327	1608,9936
		<i>Bottom</i>	524,6327	1608,9936
7	29	<i>Top</i>	689,8175	2117,9456
		<i>Bottom</i>	689,8175	2117,9456
6	25	<i>Top</i>	830,835	2552,0862
		<i>Bottom</i>	830,835	2552,0862
5	21	<i>Top</i>	953,3198	2932,6581
		<i>Bottom</i>	953,3198	2932,6581
4	17	<i>Top</i>	1055,9328	3257,9987
		<i>Bottom</i>	1055,9328	3257,9987
3	13	<i>Top</i>	1135,8367	3522,573
		<i>Bottom</i>	1135,8367	3522,573
2	9	<i>Top</i>	1194,9708	3732,468
		<i>Bottom</i>	1194,9708	3732,468
1	5	<i>Top</i>	1224,1778	3853,7113
		<i>Bottom</i>	1224,1778	3853,7113
0	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

B14: Nilai gaya geser pada setiap lantai akibat gempa x yang telah diskalakan.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
10	41	Top	533,6491	144,7119
		Bottom	533,6491	144,7119
9	37	Top	1248,6234	343,1154
		Bottom	1248,6234	343,1154
8	33	Top	1786,8505	493,2516
		Bottom	1786,8505	493,2516
7	29	Top	2349,4489	649,2782
		Bottom	2349,4489	649,2782
6	25	Top	2829,7385	782,3727
		Bottom	2829,7385	782,3727
5	21	Top	3246,9044	899,057
		Bottom	3246,9044	899,057
4	17	Top	3596,3951	998,8008
		Bottom	3596,3951	998,8008
3	13	Top	3868,5397	1079,9132
		Bottom	3868,5397	1079,9132
2	9	Top	4069,9468	1144,2535
		Bottom	4069,9468	1144,2535
1	5	Top	4169,4242	1181,4208
		Bottom	4169,4242	1181,4208
0	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

C. Kolom Kuat Balok Lemah

C1. SC-WB Berdasarkan Sambungan Momen Sayap yang Dilas yang Tidak Diperkuat-Badan Dilas (*Welded Unreinforced Flange-Welded Web*)

Rasio momen kolom-balok harus sesuai dengan persyaratan SNI 7860:2015.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

Keterangan:

$\sum M_{pc}^*$ = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur nominal kolom (termasuk voute bila digunakan) di atas dan di bawah joint pada garis sumbu balok dengan reduksi untuk gaya aksial dalam kolom.

$\sum M_{pb}^*$ = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur ekspektasi dari balok pada lokasi sendi platis pada sumbu kolom.

a. Model 1

- Kolom:

- $P_{U\text{ atas}} = 5305,0001 \text{ kN}$ $F_y \text{ col} = 290 \text{ MPa}$
- $P_{U\text{ bawah}} = 6019,3422 \text{ kN}$ $Z_x \text{ col} = 14463,5 \text{ cm}^3$
- $A_g \text{ col} = 770,4 \text{ cm}^3$ $d_{\text{col}} = 498 \text{ mm}$
- $\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)$
- $\sum M_{pc}^* = 6262,7964 \text{ kN.m}$

- Balok:

- $R_y = 1,1$ $C_{pr} = 1,4$
- $F_y \text{ beam} = 250 \text{ MPa}$ $Z_x \text{ beam} = 3730,9 \text{ cm}^3$
- $M_{pr} = C_{pr} R_y F_y \text{ beam} Z_x \text{ beam}$ $M_{pr} = 1436,3965 \text{ kN.m}$
- $S_h = 0 \text{ mm}$
- $L_{h.\text{kanan_kiri}} = 6 \text{ m} - d_{\text{col}} - S_h$ $L_{h.\text{kanan_kiri}} = 5,502 \text{ m}$
- $V_{pr \text{ kanan_kiri}} = \frac{2M_{pr}}{L_{h.\text{kanan_kiri}}}$ $V_{pr \text{ kanan_kiri}} = 522,1361 \text{ kN}$
- $V_{U \text{ kanan}} = 441,0067 \text{ kN}$ $V_{U \text{ kiri}} = 522,1361 \text{ kN}$

- $M_V = [(V_{pr.kiri} - V_{u.kiri}) + (V_{pr.kanan} + V_{u.kanan})] \left(S_h + \frac{d_{col}}{2} \right)$
- $M_V = 587,0033 \text{ kN.m}$
- $\sum M_{pc}^* = M_{pr} + M_{pr} + M_V$
- $\sum M_{pc}^* = 3459,7963 \text{ kN.m}$

- Rasio momen kolom-balok:

$$\text{Rasio} = \frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

$$\text{Rasio} = \frac{6262,7964}{3459,7963} > 1$$

$$\text{Rasio} = 1,810 > 1 \quad (\text{OK})$$

b. Model 2

- Kolom:

- $P_U \text{ atas} = 5520,0386 \text{ kN}$ $F_y \text{ col} = 290 \text{ MPa}$
- $P_U \text{ bawah} = 6244,8917 \text{ kN}$ $Z_x \text{ col} = 14463,5 \text{ cm}^3$
- $A_g \text{ col} = 770,4 \text{ cm}^3$ $d_{col} = 498 \text{ mm}$
- $\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)$
- $\sum M_{pc}^* = 6180,0804 \text{ kN.m}$

- Balok:

- $R_y = 1,1$ $C_{pr} = 1,4$
- $F_y \text{ beam} = 250 \text{ MPa}$ $Z_x \text{ beam} = 3730,9 \text{ cm}^3$
- $M_{pr} = C_{pr} R_y F_{y.beam} Z_{x.beam}$ $M_{pr} = 1436,3965 \text{ kN.m}$
- $S_h = 0 \text{ mm}$
- $L_{h.kanan_kiri} = 6 \text{ m} - d_{col} - S_h$ $L_{h.kanan_kiri} = 5,502 \text{ m}$
- $V_{pr \text{ kanan_kiri}} = \frac{2M_{pr}}{L_{h.kanan_kiri}}$ $V_{pr \text{ kanan_kiri}} = 522,1361 \text{ kN}$
- $V_{U \text{ kanan}} = 462,4786 \text{ kN}$ $V_{U \text{ kiri}} = 23,7490 \text{ kN}$
- $M_V = [(V_{pr.kiri} - V_{u.kiri}) + (V_{pr.kanan} + V_{u.kanan})] \left(S_h + \frac{d_{col}}{2} \right)$
- $M_V = 743,5562 \text{ kN.m}$

- $\sum M_{pc}^* = M_{pr} + M_{pr} + M_V$
- $\sum M_{pc}^* = 3616,3492 \text{ kN.m}$

- Rasio momen kolom-balok:

$$\text{Rasio} = \frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

$$\text{Rasio} = \frac{6180,0804}{3616,3492} > 1$$

$$\text{Rasio} = 1,709 > 1 \quad (\text{OK})$$